

Universidad Nacional de Ingeniería  
*FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL*

**“Abastecimiento de Agua Potable a  
La Unión”**

*TESIS*  
para optar el Título de  
*INGENIERO CIVIL*

**CARLOS ALARCON PICON**

**LIMA - PERU  
1959**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

" A B A S T E C I M I E N T O   D E   A G U A  
P O T A B L E   A   L A   U N I O N . "

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil, presentado -  
por el ex-alumno CARLOS ALAR-  
CON PICON.

Promoción 1958.

Lima.

1959.

PRIMERA PARTE

A N T E P R O Y E C T O

TESIS DE BACHILLER

G E N E R A L I D A D E S

Situación.- La ciudad de La Unión, capital de la provincia Dos de Mayo, departamento de Huánuco, se encuentra situada en la parte elevada de la sierra (Raymondi), cuyas coordenadas geográficas consignadas en el Anuario Estadístico del Perú son:

Latitud Sur 9° 37' 30"

Longitud Oeste 76° 44' 20" (del m. de Greenwich)

Altura s.n.m. 3,050 m. (aproximadamente).

Clima.- Es templado, ya que en los alrededores produce maíz y trigo. Se notan sólomente dos estaciones bien marcadas: verano é invierno. En el verano llueve abundantemente y en el invierno las lluvias son esporádicas, pero tiene noches frías, produciéndose la escarcha en las aguas estancadas.

Condiciones Sanitarias.- Dado a la bondad del clima podemos considerar que tiene buenas condiciones sanitarias, siendo por esto recomendado para el restablecimiento de pacientes tísicos. Posee, además, unos baños minero-medicinales en las cercanías de la población (Conoc y Tau-ripampa) con propiedades reconocidas para la curación de las enfermedades del hígado, y las afecciones reumáticas.

Topografía.- La Unión es una angosta faja plana de terreno dividida longitudinalmente por el río Vizcarra.

en dos barrios : Ripán i Aguamiro, situadas a la margen izquierda i derecha respectivamente; ambos barrios están unidos por un puente de dos arcos de mampostería de piedra.

Para efectos de la nivelación, la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento fijó un B. M. para la instalación del proyecto existente de Abasto de Agua a la ciudad en estudio, situado en la plaza principal, como puede verse en los planos. El B. M. marca la cota 3050.m. La cota máxima es de 3075.m. i la mínima de 3039.m.

La pendiente promedio longitudinal es de 1.4%; transversalmente la pendiente va aumentando rápidamente hasta encontrar a los cerros circundantes.

Respecto a la configuración geológica, Raymondí establece que la base es un esquisto talcoso cubierto por un conglomerado.

Aspecto Urbano.- La ciudad tiene construcciones regulares de adobón i adobes de 1 i 2 pisos, con techos a dos aguas de paja o calamina. El trazado de sus calles es irregular, primando la forma cuadrangular en la mayoría de sus manzanas.

El área urbana es de 51.3 Ha.

Vías de comunicación.- La principal es la carretera Huánuco-La Unión, la que pasa hasta Huallanca, primer distrito de la provincia, i de allí a Chiquián, tramo éste en construcción. Hasta que no esté expedita la citada vía,

los viajes a la Costa se harán por Huánuco, alargando el camino en aproximadamente 140 kms., pues desde Lima por la vía Huánuco-La Unión hay 560 kms, i por la ruta Pativilca-Chiquián La Unión habrán aproximadamente 420 kms. Como se puede apreciar, la nueva vía será la mas corta a la costa , siendo por esto muy probable que sea utilizada para trasladar los productos exportables desde Pucallpa i Tingo María, mejorando por ejemplo el puerto de Supe. Por consiguiente, esta nueva carretera dará mas vida comercial a la ciudad en estudio.

Existen además caminos de herradura, que unen con todos los distritos de la provincia.

El costo de transporte desde Lima es de  $\frac{1}{2}$  sol oro por cada kilogramo.

Ocupación.- El poblador de La Unión es esencialmente agricultor, pues casi todos tienen sus parcelas de terrenos de cultivo, donde siembran principalmente papas i otros tubérculos en las zonas altas i cereales en los llanos. Parte de su cosecha traen a Lima para la venta.

Hay otro sector de la población que se dedica a la ganadería en pequeña escala, i otra a las actividades comerciales.

Estado actual del servicio de agua.- La ciudad en estudio, se abastece de agua mediante una red de tuberías instaladas en 1953. Como el proyecto existente es reciente no adolece de mayores deficiencias, aunque podemos notar que

muchas calles no tienen la tubería correspondiente, haciendo de este modo más difíciles las instalaciones domiciliarias. Estas últimas son todavía raras. El servicio es mixto, pues cuenta con 6 piletas.

## CAPITULO SEGUNDO

### P O B L A C I O N

Al diseñar una obra o servicio hay la necesidad de conocer el número de personas a los que se debe suministrar el bien. Además, como las obras se proyectan no solamente para satisfacer las necesidades actuales de la población, sino para satisfacer exigencias durante cierto período de tiempo llamado período de diseño, necesitamos también conocer la población al final de ese período.

En realidad la población futura no puede ser prevista exactamente, porque en el desarrollo de la población intervienen muchos factores , entre ellos los biológicos, como son la procreación i la mortandad; de comodidad o atracción, como en el caso del crecimiento de un balneario; factores económicos, que pueden constituir el descubrimiento de alguna riqueza natural que dé lugar a la aparición o aumento de trabajo, a la que concurre la gente; -i finalmente depende del área urbana en el cual debe establecerse el incremento en número de población, ya sea aumentando el área urbana o si esto no es posible, aumentando la densidad.

La población de una ciudad se conoce por medio de censos. Como el último censo realizado en el Perú es el del año 1940, calcularemos la población actual a base de este dato.

Cálculo de la población Actual.- Tendremos en cuenta el cre-

cimiento vegetativo a partir del año 1940, el aumento de la población escolar debido a la creación de un Colegio



Nacional i la población flotante que acude a La Unión ya sea por asuntos comerciales o judiciales i a los baños termales.

En cuanto al crecimiento vegetativo, dispongo del siguiente cuadro de datos proporcionados por el Municipio de La Unión i por la Dirección Nacional de Estadística.

MOVIMIENTO DEMOGRAFICO DEL DISTRITO DE LA UNION

Años	Nacimientos	Defunciones	Crecimiento Vegetativo.
1940	77	49	+28
1941	62	64	-02
1942	77	82	-05
1943	86	94	-08
1944	77	90	-13
1945	94	67	+27
1946	96	49	+47
1947	95	50	+45
1948	99	51	+48
1949	100	49	+51
1950	67	52	+15
1951	97	41	+56
1952	107	48	+59
1953	92	30	+62
1954	88	23	+65
1955	110	40	+70
1956	129	55	+74
1957	144.	65.	+79.

El valor correspondiente a 1958, lo asumimos en 84, siguiendo la variación de los crecimientos vegetativos de los últimos años. Es necesario hacer notar que los datos del cuadro anterior, corresponden a todo el distrito de La Unión, o sea que incluyen al crecimiento vegetativo rural. Deduciremos la parte perteneciente a la población urbana, haciendo una proporción directa con los datos del censo distrital i urbano : del año 1940 :

PT.= Población del distrito.....7013.

PU.= Población urbana.....1672.

El incremento vegetativo total del distrito es 782, que lo he obtenido sumando todos los crecimientos anuales expuestos.

El crecimiento vegetativo urbano será :

$$VU. = \frac{VT. \cdot PU}{PT.}$$

Donde VU. i VT. son los incrementos vegetativos. Reemplazando

$$VU. = \frac{782 \times 1672}{7013} = 186.$$

Población escolar : Según la Dirección de Estadística del Ministerio de Educación Pública, en 1958 han habido un total de 805 alumnos matriculados. Calculamos la población escolar rural que estudia en la ciudad, considerando sólo a los de las escuelas de 2º grado e Instrucción Media, ya que en los anexos del distrito hay escuelas de 1º grado. De los 805 alumnos, 506 estudian el 2º grado i media, de los cuales el número de alumnos rurales que estudia en La Unión será :

$$PE = \frac{506 \times PR.}{PT.} = \frac{506 \times 5341}{7013} = 385.$$

La población flotante : estimada en 300.

Luego, la población actual estimada, será :

Censo 1940.....1799. +  
(incluido el 7.61% de omisión  
departamental)

Crecimiento vegetativo..... 186.

Población escolar foránea..... 385.

Población flotante..... 300.

Total.... 2670. habitantes.

Población Pretérita.-Es necesario conocerla para poder ha-

llar la población futura, como veremos adelante.

Para la ciudad en estudio, he conseguido los siguientes da-  
tos estadísticos :

-Población en 1862.-Estos datos están consignados en el "Dic  
cionario Geográfico i Estadístico" de Mariano F. Paz Soldán:

oblación total : Aguamiro + Ripán.....1877

Sillapata..... 803.

Son.....2680. habitantes.

Incluyo a Sillapata porque era un anexo de La Unión, hasta  
despues del censo de 1876.

-Población en 1876.- Obtengo los siguientes datos censales:

P. Urbana : Aguamiro..... 510.

Ripán..... 156. 666.habt.

Sillapata..... 631.

Total urbana....1297. habt.

P. Rural :.....1397.

p. Total :.....2694.

- pblación en 1940.- Como ya hemos anotado anteriormente :

P. Urbana..... 1672.

P. Rural..... 5341.

P. Total..... 7013.

Incluyendo el 7.61% de omisión departamental, la población urbana alcanza a 1799, como ya dijimos anteriormente.

Como no disponemos de la población urbana de 1862, lo asumimos haciendo una proporción directa con los datos del censo del año 1876, de la siguiente manera :

$$PU_{62} = \frac{PT_{62} \times PU_{76}}{PT_{76}} = \frac{2680 \times 666}{2694} = 662. \text{ habitantes.}$$

O sea que en resumen los datos de la población urbana, de la ciudad de La Unión son :

En 1862.....662. (asumido)

1876.....666.

En 1940.....1799.

En 1958.....2670. (asumido).

#### DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA

Hay muchos métodos para calcular la población futura de una comunidad, a base de datos censales i siguiendo la ley de probabilidad o comparando con el crecimiento de pobladores de ciudades mas grandes. En realidad los resultados obtenidos por cada método son muy diferentes, porque cada método representa un tramo de la curva de probabilidades; curva ésta se adapta mejor al desarrollo de una población, desde su aparición hasta su saturamiento. Por consiguiente el proyectista fijará la población futura determinando la zona de la curva de probabilidades por la que está pasando la ciudad en estudio, para aplicar el método más conveniente, cla-

ro está de acuerdo con el conocimiento que tenga de la zona i de las posibilidades de su expansión económica.

Período de diseño.- Es aquel en el que el proyecto debe pres-  
tar sus servicios en forma eficiente hasta un nú-  
mero de años previsto. Las obras de Abasto de Agua son de tal  
naturaleza que no es posible ir aumentando su capacidad poco  
a poco a medida que van creciendo las necesidades de consumo  
siendo además obras muy costosas; es por estas razones que se  
diseñan para un determinado período de tiempo.

Corrientemente, el período de diseño se fija de a  
cuerdo a la duración de los materiales o de las obras a eje-  
cutarse. En un Abasto de Aguas, las tuberías, accesorios, ins  
talación de filtros, clarificadores etc. tienen una duración  
variable de 30 á 50 años; hay otras instalaciones de mas pe-  
queña duración como las bombas, motores etc. que deben tener  
un período de diseño más corto, del orden de los 10 á 15 a-  
ños. También se tendrá en cuenta la variación del aumento de  
población o sea si va a ser rápido o calmado, para hacer el  
diseño para un menor o mayor tiempo respectivamente.

En el presente proyecto, fijamos el período de di-  
seño en 40 años, por ser una población pequeña i sin mayor in  
centivo a aumento de su población; o sea el diseño se hará  
hasta el año 1998.

Métodos empleados.- Son los siguientes : Aritmético, Gráfico  
del Interés Simple, del Interés Compuesto o Geomé-  
trico, del Incremento Variable.,Parabólico, i Comparativo.

-Método Gráfico.- Consiste en llevar a un sistema de ejes cartesianos rectangulares los datos de población, hallados anteriormente, en el eje Y, i los años correspondientes en el eje X. Uniendo cuidadosamente estos puntos por una curva continua, i prolongándola hasta la abscisa del año 1998 encontramos la población buscada en el gráfico N° 1 :

$$P_{1998} = 6800. \text{ habitantes.}$$

Naturalmente, este es el método más impreciso.

-Método Aritmético.- Consiste en asimilar la variación de la población, a la ecuación de una recta. La fórmula

es :

$$P = p + rt$$

Donde P=población final

p=población inicial

r=incremento por período en promedio.

t=número de períodos

Del gráfico N° 1 obtenemos los siguientes datos representativos del período o etapa actual :

Años	Población	Incremento
1958	2670	
1953	2380	$r_1=290$
1948	2140	$r_2=240$
1943	1920	$r_3=220$
1938	1720	$r_4=200$

Sacamos el promedio de los incrementos hallados :

$$r = \frac{290 + 240 + 220 + 200}{4} = 237.5$$

Teniendo  $p = 2670$ . Reemplazando en la fórmula .

$$P_{1968} = P_{1958} + 2r = 2670 + 475 = 3145.$$

$$P_{1978} = P_{1958} + 4r = 2670 + 950 = 3620.$$

$$P_{1988} = P_{1958} + 6r = 2670 + 1425 = 4095.$$

$$; P_{1998} = P_{1958} + 8r = 2670 + 1900 = 4570.$$

Luego la población buscada es de :

$$\underline{P = 4570. \text{ habitantes.}}$$

Es necesario tener presente que cada período "t" lo hemos hecho de cinco años.

-Método del Interés Simple.- Como su nombre lo indica, se asu

me que el crecimiento de la población de acuerdo a la fórmula del interés simple :

$$P = p( 1 + rt)$$

Donde P, p i t , son lo mismo que en el caso anterior.

r es el promedio de los cuocientes de los acrecentamientos por período i la menor de las poblaciones.

Con los datos del método anterior, hallamos

$$r_1 = \frac{290}{2380} = 0.12185 \qquad r_2 = \frac{240}{2140} = 0.11215$$

$$r_3 = \frac{220}{1920} = 0.11458 \qquad r_4 = \frac{200}{1720} = 0.11628$$

El promedio será :

$$r = \frac{r_1 + r_2 + r_3 + r_4}{4} = \frac{0.46486}{4} = 0.11622$$

Reemplazando en la fórmula

$$P = 2670 ( 1 + 0.11622 t )$$

Para  $t=2$  , 4 , 6 , 8 , tenemos :

$$P_{1968} = 2670( 1 + 0.11622 \times 2 ) = 2670 \times 1.23244 = 3291.$$

$$P_{1978} = 2670( 1 + 0.11622 \times 4 ) = 2670 \times 1.46488 = 3911.$$

$$P_{1988} = 2670( 1 + 0.11622 \times 6 ) = 2670 \times 1.89732 = 4532.$$

$$P_{1998} = 2670( 1 + 0.11622 \times 8 ) = 2670 \times 1.92976 = 5152.$$

Luego la población buscada es

$$P_{1998} = 5152. \text{ habitantes.}$$

-Método Geométrico.- Asumimos la variación de la población con la fórmula del interés compuesto

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

Donde todas las letras tienen el mismo significado que en el método anterior. Este método es el mas lógico tratándose de ciudades jóvenes.

Reemplazando con los datos, la fórmula resulta:

$$P = 2670 ( 1 + 0.11622 )^t$$

Dando valores a t tenemos :

$$P_{1968} = 2670 ( 1.11622 )^2 = 3327.$$

$$P_{1978} = 2670 ( 1.11622 )^4 = 4145.$$

$$P_{1988} = 2670 ( 1.11622 )^6 = 5164.$$

$$P_{1998} = 2670 ( 1.11622 )^8 = 6434.$$

La población buscada la tomamos

$$\underline{P_{1998} = 6440. \text{ habitantes.}}$$

-Método del Incremento Variable.- En este método se asume q'

la población tiene un incremento variable, pero que la variación de ese incremento es constante. Se requieren un mínimo de 3 datos de población. Estos los tomamos del gráfico N° 1, ya usados en los métodos anteriores :



Años	Población	Incremento	Variación de Incrementos
1958	2670		
1953	2380	$r_1=290$	$s_1=50$
1948	2140	$r_2=240$	$s_2=20$
1943	1920	$r_3=220$	$s_3=20$
1938	1720	$r_4=200$	

El promedio de incrementos es como se ha visto  $r= 237.5$  i el de la variación de éstos es

$$s = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3} = \frac{90}{3} = 30.$$

La población futura está dada por las fórmulas :

$$\begin{aligned} P_{n+1} &= P_n + r + s \\ P_{n+2} &= P_{n+1} + r + 2s \\ P_{n+3} &= P_{n+2} + r + 3s \\ &\dots\dots\dots etc. \end{aligned}$$

Donde :  $P_n$  = población en 1958

$r$  = promedio de los incrementos

$s$  = promedio de variación de incrementos

$P_{n+1}$  = población al final del 1er. período

$P_{n+2}$  = población al final del 2o, período

$P_{n+3}$  = población al final del 3er. período,

$\dots\dots\dots etc.$

Reemplazando tenemos:

$$P_{1963} = P_{1958} + 237 + 1 \times 30 = 2670 + 237 + 30 = 2937.$$

$$P_{1968} = P_{1963} + 238 + 2 \times 30 = 2937 + 238 + 60 = 3235.$$

$$P_{1973} = P_{1968} + 237 + 3 \times 30 = 3235 + 237 + 90 = 3562.$$

$$P_{1978} = P_{1973} + 238 + 4 \times 30 = 3562 + 238 + 120 = 3920.$$

$$P_{1983} = P_{1978} + 237 + 5 \times 30 = 3920 + 237 + 150 = 4307.$$

$$P_{1988} = P_{1983} + 238 + 6 \times 30 = 4307 + 238 + 180 = 4725.$$

$$P_{1993} = P_{1988} + 237 + 7 \times 30 = 4725 + 237 + 210 = 5172.$$

$$P_{1998} = P_{1993} + 238 + 8 \times 30 = 5172 + 238 + 240 = 5650.$$

Luego

$$\underline{P_{1998} = 5650. \text{ habitantes.}}$$

-Método de la Parábola de segundo grado.- En este método se asimila el crecimiento de la población a la ecuación de una parábola de segundo grado, de la forma:

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

Donde: Y = población; x = años; A, B, i C, constantes que se determinan usando los datos proporcionados por los censos.

Tomando como origen del eje de abcisas (tiempo) el año 1876, o sea haciendo  $x_{1876} = 0$ , obtengo los datos del cuadro siguiente:

Años	x	x <sup>2</sup>	Y
1876	0	0	666
1940	64	4096	1799
1958	82	6724	2670

Reemplazando estos datos en la ecuación propuesta, obtenemos tres ecuaciones con tres incógnitas que son las constantes A, B y C; resolviendo las cuales tendremos la ecuación de la parábola de segundo grado buscada.

Las ecuaciones mencionadas son:

$$666 = A \tag{1}$$

$$1799 = A + 64 B + 4096 C \quad (2)$$

$$2670 = A + 82 B + 6724 C \quad (3)$$

Reemplazando el valor de A de la primera ecuación en las otras, i reduciendo términos semejantes obtenemos

$$64 B + 4096 C = 1133 \quad (4)$$

$$82 B + 6724 C = 2004 \quad (5)$$

Despejando C de la ecuación (5), simplificando i reemplazando en la (4), tenemos

$$64 B + 4096 \frac{1002 - 41 B}{3362} = 1133$$

De donde  $B = -6.2467$

Reemplazando este valor en (5) obtenemos el de C :

$$C = \frac{1002 - 41 (-6.2467)}{3362} = 0.3742$$

$$C = 0.3742$$

Luego, la ecuación de la población será :

$$Y = 666 - 6.2467 x + 0.3742 x^2$$

Dando valores a x de 92, 102, 112, i 122, obtengo las poblaciones buscadas a 92, 102, 112, i 122 años del año origen 1876:

$$P_{1968} = 666 - 6.2467 x 92 + 0.3742 x 92^2 = 3242.$$

$$P_{1978} = 666 - 6.2467 x 102 + 0.3742 x 102^2 = 3878.$$

$$P_{1988} = 666 - 6.2467 x 112 + 0.3742 x 112^2 = 4616.$$

$$P_{1998} = 666 - 6.2467 x 122 + 0.3742 x 122^2 = 5474.$$

O sea

$$P_{1998} = 5474. habitantes.$$

-Método Comparativo.- En éste se supone que en la historia pueden encontrarse ciudades que han pasado por la misma situación que la población en estudio. Para esto se escogen ciudades mas adelantadas i se dibujan sus curvas de población, en las que se ubican en cada una de ellas los puntos correspondientes a la población actual de la ciudad en estudio, independientemente de la época en que la tuvieron, i a partir de esos puntos, se superponen las curvas a la de la población en estudio. Entre todas las curvas, se saca la curva promedio, en la que se lee la población en el año pedido.

En nuestro caso, hemos tomado a las ciudades Chiquián i Jauja como semejantes a La Unión, por estar relativamente en la misma zona i tener climas parecidos; aún cuando la ciudad de Chiquián no sea lo suficientemente mas grande que la ciudad estudiada. Los datos censales son :

<u>Chiquián</u>	<u>Jauja</u>
En 1862.....1735.habt.	En 1876.....1807.habt.
En 1876.....1455. "	En 1940.....3841. "
En 1940.....2214. "	En 1958.....5450. "

Trazando las curvas i superponiendo como se indicó anteriormente, encontramos las siguientes poblaciones :

En la curva de Chiquián..... 5300.

En la curva de Jauja..... 6000.

Tomando el promedio, la población buscada resulta :

P<sub>1998</sub> = 5650. habitantes.

Nota.- Omito el método racional, por no poseer datos ni de emigración, ni de inmigración.

DISCUSION.- Sabemos ante todo, que ninguno de los métodos aplicados son categóricos en la posibilidad de crecimiento de una población. Según esto, i lo dicho en el acápite correspondiente a determinación de la población futura, tendremos que regirnos a las características de la ciudad en estudio i a sus posibilidades de desarrollo económico.

En nuestro caso específico, siendo La Unión una población sin mayores perspectivas de que florezca una industria por su carencia de recursos naturales, aunque sí tiene posibilidad de aumentar su volumen comercial, como consecuencia de la construcción de la carretera a la costa, la que le servirá de estímulo para aumentar la producción agrícola, creemos que la población no aumentará rápidamente. Sin embargo, la presencia en las afueras de la ciudad de aguas minero-medicinales, de grandes propiedades curativas como ya dijimos en páginas anteriores, atraerá capital humano flotante.

Una mejor visualización de los resultados hallados nos da los índices anuales en % de crecimiento de la población, que incluyo en el siguiente cuadro

Métodos	P <sub>1998</sub>	P <sub>1958</sub>	Incre- mento	Incre. Anual	%
Aritmético	4570	2670	1900	47.5	1.68
Interés Simple	5152	2670	2482	62.0	2.32
Geométrico	6440	2670	3764	94.1	3.52
Incr.Var. i Comparativo	5650	2670	2980	74.5	2.74
Parábola de 2º Grado	5474	2670	2804	70.1	2.63
Gráfico	6800	2670	4130	103.3	3.85

Notamos que los aumentos son pesimistas, pues es normal que los índices de crecimiento de las ciudades serranas peruanas varíen entre 3 i 5% . Según ésto, la población futura más probable sería la hallada por el método geométrico, ya que como ya hemos dicho, el método gráfico es el más impreciso de todos.

Además tendremos en cuenta el factor económico en el diseño. Por esta consideración el Abasto de Agua saldría más económica tomando la población más pequeña; pero teniendo en nuestro caso fuentes de abastecimiento de rendimiento mayor que el necesario, como veremos mas adelante, i sabiendo que pequeñas variaciones en la cantidad de líquido necesario, no altera mayormente el costo de las obras, obteniendo en cambio mayor seguridad para el servicio futuro, tomaremos la población de diseño según el método geométrico, porque hay que tener en cuenta también, que es una población joven i q' nunca será mucha la cantidad de agua suministrada a una población, aunque al principio parezca sobrada, si nos lo consienten los recursos disponibles. Tomamos pues :

$$\underline{P_{1998}} = 6440. \text{ habitantes.}$$

- En el gráfico N° 2, se pueden apreciar las curvas de los métodos desarrollados.

A R E A S I D E N S I D A D E S

En este capítulo, veremos si el área urbana que se dispone es suficiente para albergar a la población futura o si es necesaria una expansión. Para este efecto debemos conocer el área urbana actual, la zonificación actual i futura , la densidad futura i por último el área futura.

Area actual.- El área actual de la ciudad de La Unión tomada con cierta liberalidad es de 51.3 Ha.

Densidad actual.- Dividiendo la población actual entre el área actual, tenemos :

$$d_a = \frac{2670. \text{ habt.}}{51.3 \text{ Ha.}} = 52. \text{ habt./ Ha.}$$

Densidad baja, explicable por la existencia de corralones i huertas.

Zonificación.- Por ser La Unión una ciudad pequeña, no consideramos necesario delimitar la zona comercial i la de residencias, tanto en la época actual como en la futura. O sea, que consideraremos una densidad uniforme.

Densidad futura.- Como carecemos de un Plan Regulador, preparado por la Oficina Nacional de Planeamiento i Urbanismo, tendremos que fijar una densidad futura máxima, teniendo en cuenta los siguientes factores :

a ) - Disponibilidad de tierras, o sea área posible de expansión urbana.

b ) - El precio de la tierra.

c ) - Disponibilidad de tierras agrícolas. Cuando ésta es reducida, habrá que aumentar la densidad, para no disminuir la producción.

d ) - Posibilidad de establecer servicios públicos.

Analizando estos factores vemos que La Unión dispone de tierras hacia el Norte i hacia el Sur; que los costos unitarios de estos terrenos pueden considerarse iguales; que tiene suficientes territorios que pueden destinarse a cultivos agrícolas; i que es más aceptable la parte Norte para la instalación de servicios de agua i otros, por estar más baja que la parte Sur.

Tendremos que tener presente, algunas densidades estipuladas, para tener una idea de la fluctuación de éstas i fijar luego una densidad máxima para nuestro caso: Algunos urbanistas las siguientes cifras máximas :

Ciudades con casas de 1 piso.....128 habt./ Ha.

Ciudades con casas de 2 pisos.....256 habt./ Ha.

En nuestras poblaciones serranas, la densidad varía de 100 á 200. habt./Ha.- Fijamos en nuestro caso un máximo de 150 hb/Ha.

Cálculo del área futura.- Siendo la densidad actual muy baja

el aumento de población puede realizarse aumentando solamente la densidad. En efecto, con la población futura i el área actual encontramos que la densidad futura será de:

$$d_f = \frac{6440}{51.3} \cong 125.5 \text{ habt./ Ha.}$$

Como la densidad futura sale menor que la máxima aceptable , se deduce que no se necesita aumentar el área urbana. Proyectaremos sí algunas calles nuevas (ver planos).



D O T A C I O N Y C O N S U M O

La cantidad de agua necesaria para abastecer una ciudad, depende de la cantidad de habitantes que se va a considerar para la población o sea de la población futura, que ya hemos visto y del consumo por persona, o sea el consumo medio de la población por habitante.

Es costumbre determinar el consumo de agua de una población en litros por habitante y por día. Se le obtiene dividiendo la cantidad anual de agua utilizada por la población, que es un medio de varios años, entre el producto del número de días del año y el número de habitantes.

Este valor promedio obtenido es llamado la "Dotación de Agua", expresado como ya se dijo en litros por persona i por día ( l.p.p.p.d. ), i el que varía con los factores siguientes :

a)- Standard de vida, o sea la modalidad de vida de la población. Es regla general que el consumo de agua en una población aumenta cuando aumenta la riqueza i bienestar de sus habitantes, porque las costumbres de higiene van mejorando i se requieren por consiguiente mayores cantidades de agua para baños i demás servicios caseros. El grado de desarrollo cultural también influye en el consumo, así por ejemplo los sistemas de aire acondicionado requieren una determinada cantidad de agua para el lavado del aire.

b)- El clima, que determina el hábito de vida de los habitantes. En lugares cálidos el consumo será mayor que

en lugares fríos, porque las costumbres higiénicas serán más continuas. En el verano, el consumo alcanzará sus valores máximos. En el invierno, sólo en lugares donde se producen temperaturas muy bajas, se puede producir el congelamiento del agua en las cañerías, produciendo la rotura de ellas, razón por la que se mantendrán los caños abiertos, aumentando el consumo. En lugares secos, el riego de parques i jardines, aumentará notablemente el consumo, nó así en lugares donde llueve constantemente.

c)- La calidad i costo del agua, porque el agua de buenas condiciones predispone a su mayor uso; el costo es importante en el consumo, pues un abastecimiento barato induce a un derroche del líquido.

d)- Tamaño de la población, pues se ha comprobado que a medida que crecen las ciudades, también el consumo por persona también aumenta (al rededor del 10% del aumento de la población).

e)- La presión de servicio; se ha demostrado que el consumo es mínimo cuando las presiones en la red varían entre 15 i 35 metros; a presiones mayores, el consumo aumenta por las mayores pérdidas por los orificios de la red; i a presiones menores, el consumo también aumenta por el mayor almacenamiento que hay que tener para seguridad de un buen servicio, almacenamiento que muchas veces es perdido por no ser utilizado.

f)- Consumo industrial, factor muy variable, por no tener relación con el consumo por persona.

g)- Servicios públicos, que en nuestro país son gratuitos, ocasionando gran aumento de consumo; así por ejemplo en Lima representa el 25% del suministro total.

h)- Pérdidas i desperdicios de la red, que son inevitables i que dependen de la forma de diseño del sistema, del funcionamiento del servicio, del grado de cultura de la población etc.

i)- Instalación de medidores, que reduce el consumo en las conexiones domiciliarias a lo estrictamente indispensable porque se evitan los desperdicios, o cuando menos éstos se reducen a un mínimo. Al respecto se ha comprobado que estableciendo medidores en un 30% de las conexiones en Lima, el consumo por persona ha bajado de 300 á 200 lpppd.

Clases de Consumo.- Puede ser de 4 clases a saber:

- a) Consumo Doméstico.
- b) " Público.
- c) " Industrial i Comercial.
- d) Pérdidas i desperdicios.

a)- Consumo Doméstico- Este consumo depende directamente del standard de vida de la población, posibilidades económicas, costumbres etc. i es casi constante en la práctica i puede evaluarse entre 100 i 200 lpppd.

b)- Consumo Público- En el Perú es el que se consume en los edificios públicos : cuarteles, hospitales, escuelas, mercados, camales, en el riego de jardines i calles, en la alimentación de grifos de incendio etc.

De todos los nombrados los más importantes son los gastos contra incendio, i que tienen la característica de que son requerimientos grandes i momentáneos, pero que no afecta al sistema, pues se dispone de un almacenamiento especial, pero la red debe estar diseñada para responder a esta demanda.

Hay muchas fórmulas empíricas para establecer el gasto necesario para combatir el incendio en un punto de la red, como la proporcionada por la National Board of Fire Underwriter:

$$Q = 1020 P^{\frac{1}{2}} ( 1. - 0.01 P^{\frac{1}{2}} )$$

Donde Q está dado en galones por minuto i P, población en miles de habitantes. Haciendo el cálculo correspondiente para la población hallada (6440 habt.) i reduciendo a litros, obtenemos que el gasto necesario es de 42. lit/seg.

Otra fórmula muy conocida i aplicada es :

$$Q = 10 P^{\frac{1}{2}}$$

Donde Q, gasto de incendio en lit/seg. i P, población en miles de habitantes. Reemplazando con los datos, obtenemos 25 lit/seg.

Algunos autores europeos recomiendan que para sofocar un incendio basta considerar 10. lit/seg.

Como podemos notar, los gastos hallados varían demasiado; pues las fórmulas yanquis establecen grandes gastos en comparación con la especificado por los europeos, que se explica por el alto costo de las construcciones i mejor standard de vida del pueblo norteamericano. En nuestro caso particular, la ciudad de La Unión , siendo una ciudad con cons-

trucciones de material combustible: pisos, vigas i techos en un 70% de madera i paja respectivamente, estará predispuesta a un incendio. Pero siendo además una ciudad pequeña, es casi improbable que ocurran 2 ó más incendios simultáneamente, razón por la que admitiremos que el siniestro sea combatido desde un solo grifo, i con un gasto de 15. lit/seg.

Para el almacenamiento por incendio, se tendrá en cuenta la duración del incendio. Al respecto los norteamericanos recomiendan que se tome en 5 horas, pero en nuestro caso tomaré sólo 2. horas, por razones económicas, pues la concentración i valor de las viviendas es muy inferior a las de los yanquis, i teniendo en cuenta también que en estas desgracias toda la población ayuda a sofocar el incendio.

c)-Consumo Industrial i Comercial- El consumo industrial se caracteriza porque es un gasto uniforme; el valor de este consumo varía sí de una ciudad a otra, dependiendo de su grado de desarrollo industrial. El consumo comercial es muy variable, pudiendo ser cero en las noches i 200 lpppd. en el día.

d)- Consumo por Pérdidas i Desperdicios- El consumo de agua en estos renglones es muy importante, pudiendo llegar a ser hasta el 25 ó 30% del consumo total i tienen como causas a las siguientes:

- Caudal de rebose por los aliviaderos de depósitos
- Fugas en las tuberías, principalmente en empalmes.
- Fugas en los aparatos de uso: bocas de riego é incendio, aparatos domésticos, grifos de baños etc.

-Despilfarros de agua cuando el uso es a caño libre. Se reduce ésto, con la instalación de medidores de consumo, tanto a tomas de particulares como a los públicos. Cuando la población usa el agua a caño libre, se llega a consumos que no se pueden distribuir por las redes sin grandes pérdidas de carga, trayendo como resultado la falta de presión en la parte alta de la ciudad, quedándose sin agua.

-Fraudes en los contadores i tomas clandestinas, q' se reducirán cuidando é inspeccionando las instalaciones.

Teniendo en cuenta estas pérdidas i desperdicios, es que se deben aumentar el rendimiento de las redes, cuando falta el agua de captación, corrigiéndolas debidamente.

DOTACION DE AGUA NECESARIA.- La dotación se puede fijar por medio de tablas de consumo para los distintos casos, aunque no es facil deducir de ellos con la aproximación suficiente la necesaria para el abastecimiento de agua de una población.

Hay un segundo método en el que se emplean estadísticas del consumo en poblaciones que se consideran bien abastecidas, cifras que sirven para establecer la dotación aproximada en los proyectos. En efecto, la práctica ha fijado unas dotaciones que se consideran normales, aunque éstas tienen a crecer constantemente. En Europa, donde las posibilidades de abasto de agua son escasas, las dotaciones son bajas en relación a las dotaciones de las poblaciones americanas; así en España por ejemplo las mínimas son de 150 lpppd. para

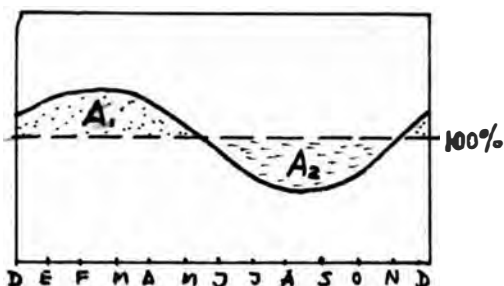
poblaciones pequeñas i de 175 á 200 lpppd. para pueblos mas ricos o barriadas industriales. En Estados Unidos de N. A. , pueblo rico, se tienen los siguientes datos estadísticos

<u>Consumo</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Máximo</u>	<u>Promedio</u>
Doméstico	75	190	135
Comercial e Industrial	40	185	115
Público	20	55	40
Pérdidas	<u>55</u>	<u>150</u>	<u>90</u>
Totales	190.	580.	380.

O sea que en EE. UU. la dotación promedio es de 380. lpppd. En nuestra Patria, la dotación promedio que se acostumbra dar en los proyectos es de 250. lpppd., el que también lo tomaremos para el proyecto presente.

VARIACIONES DEL CONSUMO.- La dotación hallada es un promedio del consumo de todos los días del año. Pero si estudiamos la curva de consumo, veremos que presenta variación de acuerdo al clima. Así el valor máximo se presenta en el verano i el mínimo en el invierno, a causa de la temperatura del medio ambiente, que predispone o exige mas consumo de bebidas refrescantes i de la higiene; respecto a ésto Imbeaux establece que el consumo en verano es los 13/7 del de invierno, aunque la experiencia americana establezca que los máximos rara vez exceden al 12% del promedio anual. Lo mismo algunos autores establecen estadísticas de la variación del consumo mensual, que sería ocioso reproducirlos. Estas variaciones traen como resultado la variación del consumo diario.

Variación diaria.- El consumo varía pues día a día, debido a la variación del clima. Estas variaciones se dibujan en un sistema de coordenadas rectangulares de Consumo - Días del año, acostumbrándose hacerla curva nó con los valores reales del consumo, sino con los porcentajes relativos al promedio. La curva así dibujada, presenta dos zonas, una encima del promedio i la otra debajo de él, que coinciden con los meses de calor i frío respectivamente. El área comprendida



entre el promedio i la zona de curva sobre el promedio, nos indica el almacenamiento que hay que hacer para satisfacer el consumo anual en el caso de fuentes intermitentes. El área  $A_1 = A_2$  por definición de promedio.

Las estadísticas acusan variaciones diarias muy notables, especialmente en los días más calurosos, en los que se llega a un máximo del 150% del promedio anual. Entre nosotros se acostumbra tomar un máximo de 130%, por la poca variación del clima, el que lo tomaremos también en nuestro diseño.

Variación horaria.- Aún en las 24 horas del día el consumo

varía, siendo esta variación muy importante, ya que refleja las costumbres de los habitantes, como son las horas de comida, hábitos de higiene, vida nocturna etc. etc.

En poblaciones pequeñas, la variación horaria es mucho mas grande que en poblaciones grandes i cosmopolitas, por que en aquellas las costumbres de sus habitantes son muy si

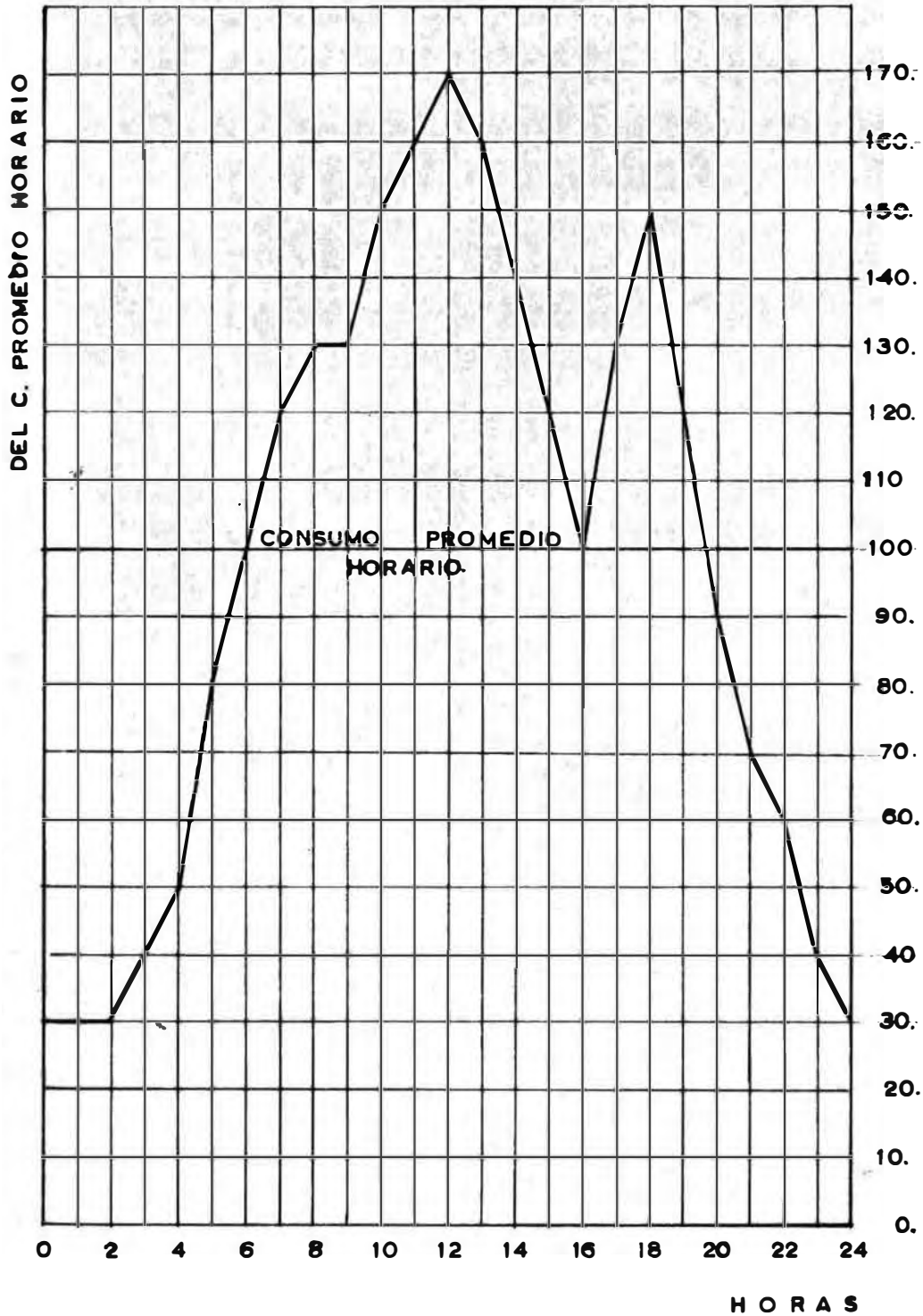


milares consumiendo el agua casi en las mismas horas, mientras que en las grandes ciudades hay compensación de costumbres. En la mayoría de las ciudades, la curva de variación generalmente presentan dos máximos, que se presentan entre las 6. i 10. horas de la mañana i entre las 5. i 8. pasado el meridiano, o sea que coinciden con las horas de comida; los mínimos se presentan a las de la noche. Naturalmente esta variación no es absoluta, pues entre una i otra ciudad existen diferencias.

En nuestro caso, asumiremos las variaciones horarias de acuerdo a las costumbres de la población en estudio, tomando el consumo horario como 100% (el promedio). El cuadro siguiente es el asumido :

Horas	% Prom. Horario	Horas	% Prom. Horario
1	30	13	160
2	30	14	140
3	40	15	120
4	50	16	100
5	80	17	130
6	100	18	150
7	120	19	120
8	130	20	90
9	130	21	70
10	150	22	60
11	160	23	40
12	170	24	30

U. N. I.  
VARIACION HORARIA DEL CONSUMO  
CARLOS ALARCON PICON  
P. I. C. 1958  
Gráfico N° 3



He tomado el 170% máximo, teniendo en cuenta que La Unión es una ciudad pequeña. Hago notar asimismo que este máximo computado en ciudades cosmopolitas cifra al derredor del 130 al 160%, llegando hasta el 200% en núcleos de unidades vecinales. También he tomado 30% mínimo, considerando solamente como el consumo por pérdidas, en atención a que la ciudad no tiene vida nocturna, mas que hasta determinada hora. (Ver gráf N°3)

CALCULOS PARA EL DISEÑO.- La determinación de los porcentajes

de variación del consumo de agua, nos servirá para diseñar el sistema, de tal manera de poder satisfacer el consumo más desfavorable, considerando inclusive la posibilidad de que ocurra un incendio. Entonces, la red de distribución se diseñará para el máximo horario del día de máximo consumo. + Incendio. Siendo la dotación promedio anual (diaria) de 250. lpppd., la dotación en el día de máximo consumo será

$$Q_{md} = 250. \times 1.3 = 325. \text{ lpppd.}$$

que convertido a litros por segundo, para la población futura de 6440. habitantes, será :

$$Q_{md} = \frac{325. \times 6440.}{86400} = 24.2 \text{ lit/seg.}$$

I la dotación del máximo horario, en el día de máximo diario, será :

$$Q_{mh} = 24.2 \times 1.7 = 41.2 \text{ lit/seg.}$$

La línea de conducción se calcula para el máximo diario, como se verá mas adelante

El gasto de Incendio, como ya se sabe, será de:

$$Q_i = 15. \text{ lit/seg.}$$

## ALMACENAMIENTO I REGULACION

Como el consumo es variable, sería prácticamente imposible seguir el ritmo de esas variaciones desde la fuente abastecedora, razón por la que se diseña un reservorio que tome estas fluctuaciones, haciéndose la captación de un gasto continuo.

Los reservorios de Almacenamiento i Regulación tienen los siguientes propósitos:

- a) Almacenamiento para cubrir las variaciones del consumo.
- b) Almacenamiento para el gasto de incendio.
- c) Almacenamiento de emergencia.
- d) Regular la presión en la red de distribución.
- e) Aumentar la presión en los puntos altos.
- f) Uniformizar la carga de las bombas, en caso de que el abasto se haga con bombeo.

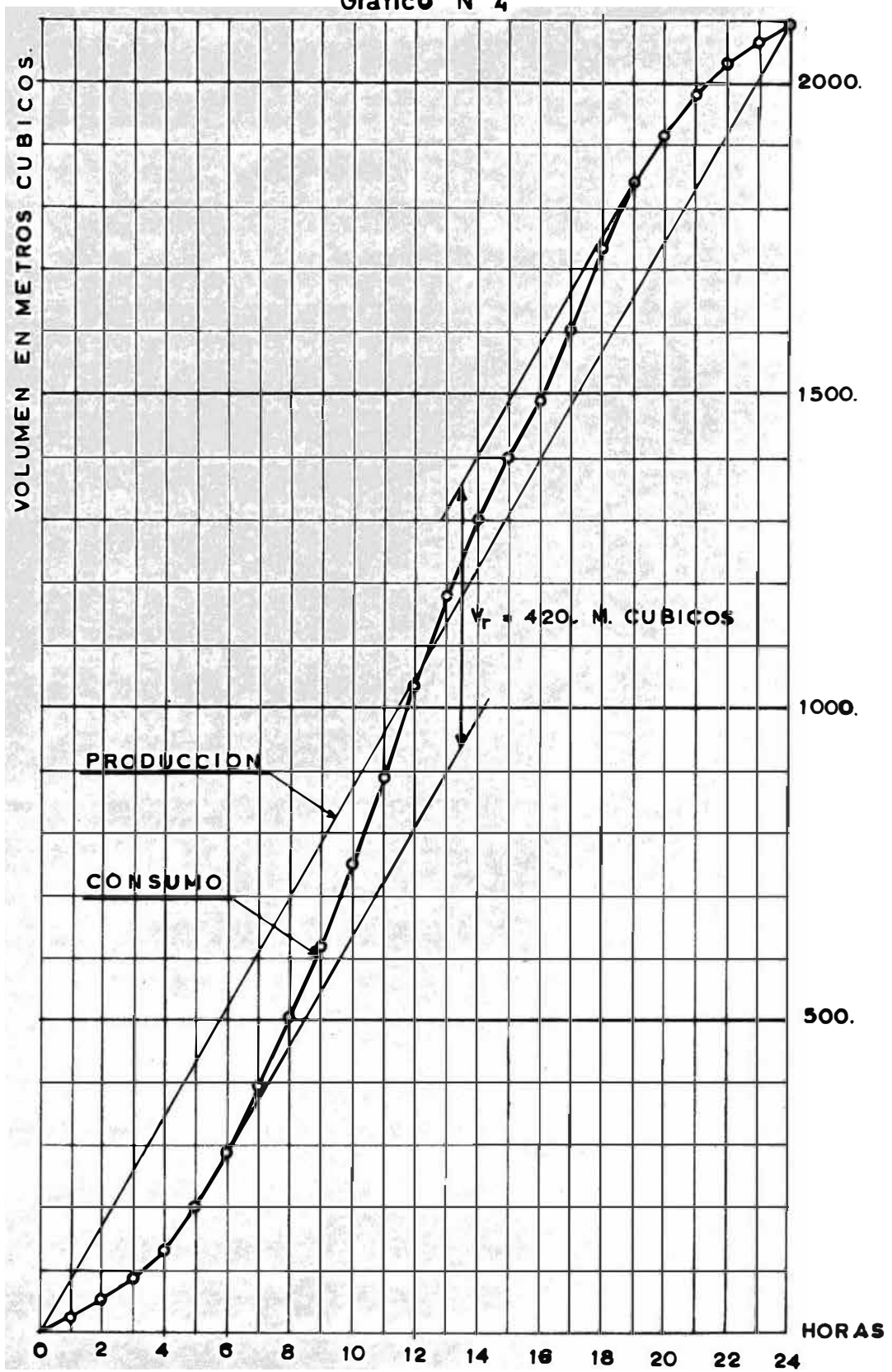
a) Cálculo del volumen de regulación.- Este cálculo se hace para

el día de máximo consumo, de modo de poder cubrir los gastos de todos los días del año. Hay dos métodos de calcular este volumen de almacenamiento, que son :

1.- Usando el diagrama de variación horaria, en la forma indicada en la página 29, al tratar de la variación diaria, con la diferencia de que el volumen hallado corresponderá a un día i nó a un año como en el caso citado.

2.- Usando el diagrama-masa (ver gráfico N.º 4 ) que puede hacerse analíticamente o en forma gráfica. Para ambos

U.N.I.  
**DIAGRAMA MASA**  
Carlos Alarcón Picón P.I. C.1958  
Gráfico N° 4



casos es necesario hallar las ordenadas del diagrama- masa, de cuyo cálculo pasaremos a ocuparnos. Las ordenadas citadas son los consumos acumulados hora a hora, según la variación horaria de consumo de la población. Para conocer la cantidad de agua gastada en una hora determinada, se multiplica el consumo promedio horario del día de máximo consumo expresado en metros cúbicos/hora, por el porcentaje de variación horaria de la hora considerada.

Siendo la dotación en el día de máximo consumo de 325. lpppd., el promedio horario será :

$$q = \frac{325.}{24} = 13.54 \text{ lit. p.p.p. hora.}$$

Y para el número total de personas del proyecto, tendremos

$$q = 13.54 \times 6440. = 87198. \text{ lit/hora.}$$

O sea, redondeando y reduciendo a metros cúbicos

$$q = \underline{87.20} \text{ m}^3 / \text{ hora.}$$

El cuadro de cálculos se encuentran en la página 34.

Todas las ordenadas halladas corresponden a la Curva de Consumo.

La curva de producción también acumulada, se calcula con un gasto de entrada constante igual máximo diario, y que ya hemos hallado anteriormente que es de

$$Q = \underline{24.2} \text{ lit/seg.}$$

El cuadro de la página 35, consigna las ordenadas de las dos curvas (la de producción es una recta), y las diferencias de dichas ordenadas en cada hora, dándoles un signo positivo a aquellas donde la producción es mayor que el consumo o sea cuando se almacena el agua en el reservorio.

Hora	% Consumo Horario	Consumo pro- medio horario m	Cons. a hora indicada m <sup>3</sup>	Consumo Acumulado m <sup>3</sup>
1	3	87.20	26.16	26.16
2	30	"	26.16	52.32
3	40	"	34.88	87.20
4	50	"	43.60	130.80
5	80	"	69.76	200.56
6	100	"	87.20	287.76
7	120	"	104.64	392.40
8	130	"	113.36	505.76
9	130	"	113.36	619.12
10	150	"	130.80	749.92
11	160	"	139.52	889.44
12	170	"	148.24	1037.68
13	160	"	139.52	1177.20
14	140	"	122.08	1899.28
15	120	"	104.64	1403.92
16	100	"	87.20	1491.12
17	130	"	113.36	1604.48
18	150	"	130.80	1735.28
19	120	"	104.64	1839.92
20	90	"	78.48	1918.40
21	70	"	61.04	1979.44
22	60	"	52.32	2031.76
23	40	"	34.88	2066.64
24	30	"	26.16	2092.80

<u>Horas</u>	Consumo Acumulado m <sup>3</sup>	Producción Acumulada m <sup>3</sup>	Diferencia m <sup>3</sup>	
1	26.16	87.20	+	61.04
2	52.32	174.40	+	122.08
3	87.20	261.60	+	174.40
4	130.80	348.80	+	218.00
5	200.56	436.00	+	235.44
6	287.76	523.20	+	235.44
7	392.40	610.40	+	218.00
8	505.76	697.60	+	191.84
9	619.12	784.80	+	165.68
10	749.92	872.00	+	122.08
11	889.44	959.20	+	69.76
12	1037.68	1046.40	+	8.72
13	1177.20	1133.60	-	43.60
14	1299.28	1220.80		78.48
15	1403.92	1308.00		95.92
16	1491.12	1395.20		95.92
17	1604.48	1482.40		122.08
18	1735.28	1569.60		165.68
19	1839.92	1656.80		183.12
20	1918.40	1744.00		174.40
21	1979.44	1831.20		148.24
22	2031.76	1918.40		113.36
23	2066.64	2005.60		61.04
24	2092.80	2092.80		00.00



De los datos de la página anterior, hallamos el volumen de regulación:

-Analíticamente :

$$V_r = 235.44 + 183.12 = 418.56 \text{ m}^3.$$

-Gráficamente : del gráfico N° 4, leemos aproximadamente

$$V_r = 420. \text{ m}^3.$$

b) Cálculo de Almacenamiento para Incendios.- Se ha determinado que el gasto requerido para incendio es de 15 lit/seg i con una duración máxima de 2. horas. El volumen total necesario para este efecto, será :

$$V_i = \frac{15 \times 3600 \times 2}{1000} = 108. \text{ m}^3.$$

c) Almacenamiento de Emergencia.- Siendo La Unión una población pequeña, i con gran cantidad de agua para abastecerse, no tomamos en cuenta este almacenamiento.

VOLUMEN TOTAL DEL RESERVORIO.- Sumando los volúmenes correspondientes a almacenamiento de regulación i de incendio, tendremos el volumen que debe almacenar el reservorio. O sea :

$$V_t = 418.56 + 108. = 526.56 \text{ m}^3.$$

El volumen de cálculo será

$$\underline{V_R = 530. \text{ m}^3.}$$

Que representa el 25.3 % del consumo total de agua, o sea para el abasto de 6 horas de la población futura, i 14  $\frac{1}{2}$  horas de la actual.

FUENTES DE APROVISIONAMIENTO

I ANTE-PROYECTO

En el presente proyecto, son tres las fuentes posibles de suministro de agua a la ciudad de La Unión, a saber:

a) Las aguas del río Vizcarra, con un gasto mínimo de 5. a 6. m<sup>3</sup>/seg.

b) El manantial "Huacurragra", situado al Este de la población, i con un gasto de 30. lit/seg. i a una altura de 50.m. sobre la parte media de la ciudad.

c) El manantial "Ñahuipuquio", situado al Sur-Este de la población, i con un gasto de 60. lit/seg. i a una altura de 94. m. sobre la parte media de la población.

Los gastos de las fuentes anotadas, han sido tomadas del Informe de la Comisión de Estudios del Ministerio de Fomento para la instalación del agua potable a dicha ciudad, pero donde no se indica si los rendimientos son mínimos.

Con estas fuentes de aprovisionamiento, podemos pasar a establecer las diferentes soluciones a adoptarse, para luego discutir las i elegir la mejor.

He establecido tres soluciones que son las siguientes :

SOLUCION " A " .- Tomando las aguas del río Vizcarra donde tendríamos dos variantes.

-Variante "A-1" - Haciendo la captación por medio de una bocatoma en un sitio conveniente aguas arriba de la población, de tal manera de poder conducir el agua por gravedad

por una tubería de conducción, de aproximadamente 3.5 kilómetros de longitud, calculado de acuerdo a la gradiente media del lecho del río que es 1.2% i para situar el reservorio a proxímadamente en la cota 3090.m.- Antes de la conducción se diseñaría además, un desarenador. La tubería de conducción daría a una planta de tratamiento, ya que se trata de agua superficial. El reservorio de regulación sería flotante i la distribución se haría por gravedad.

-Variante "A-2" - Haciendo la captación en un punto cercano a la población, por medio de una bocatoma, que daría a una desarenador i luego a una planta de tratamiento ,i a una cámara de bombeo. El agua sería impulsada a travez de la línea de conducción i red de distribución, hasta el reservorio de regulación, que sería también flotante, ya que almacenaría el líquido, en las horas de consumo mínimo.

Para evitarnos un primer bombeo, desde el río a ña planta de tratamiento, haríamos la captación en un sitio apropiado para llevar el agua por gravedad a travez de una tubería de aproximadamente de 500. m. de longitud.

SOLUCION " B ".- Tomando las aguas del manantial "Nahuipuquio". Como este manantial tiene un afloramiento de 50. metros, de longitud, con un ojo principal en la parte baja, la captación la diseñamos en forma mixta, o sea con una caja de captación en el ojo principal, i una tubería- dren que recoja las aguas en toda la longitud de afloramiento i deposite sus aguas en la caja referida anteriormente.

La tubería-dren, se colocaría a una profundidad de 3 a 4. metros, para evitar que se infiltren las aguas super-

ficiales, i evitarnos así tener que diseñar una planta de tratamiento, i tendrá una longitud de 60. metros.

De la caja de colección partirá la línea de conducción de aproximadamente 400. metros de longitud. Se diseñará además una cámara rompe-presión. La línea de conducción se conectará directamente a la red de distribución, de donde partirá un ramal al reservorio de regulación, el que funcionará como flotante, cuya posición se ilustra en el plano.

SOLUCION " C " .- La fuente de aprovisionamiento es el manantial "Huacurragra".

El sistema consistiría en una cámara de captación, de la que partiría la línea de conducción, conectada a la red de distribución, de donde partiría un ramal al reservorio que sería también flotante.

COMPARACION DE SOLUCIONES.- De todas las soluciones propuestas, escogeremos una, que desde el punto de vista técnico, cumpla con todas las especificaciones necesarias para un buen abastecimiento de agua , siendo a la vez la más factible i la más barata económicamente.

Como el estudio técnico i económico de cada solución demandaría un trabajo especial, es regla general hacer una comparación aproximada de los elementos nó comunes de las soluciones dadas, haciendo los metrados i costos respectivos. en las soluciones afines cuando sean requeridos o sea cuando la diferencia no salta a la vista (diferencia de precios).

Con esta salvedad, paso a comparar las diferentes soluciones.

La solución "A" en sus dos variantes tiene el inconveniente de usar agua superficial (río Vizcarra). Es sabido que las aguas superficiales para ser usadas en el abastecimiento a una ciudad deben ser tratadas tanto física como químicamente, pues acarrean gran cantidad de sedimentos, elementos en suspensión y pueden contener elementos patógenos que es preciso eliminarlos, aunque un análisis químico nos demuestre que no los tiene, pues siempre esta expuesta a contaminarse fácilmente. Es un inconveniente porque tiene que proyectarse una planta completa de tratamiento, que encarece grandemente el proyecto, ya que se tendría que hacer una mayor inversión inicial y además se aumentarían los gastos de administración, ya que necesitaría un ingeniero ipersonal apropiado para atender el funcionamiento de la planta.

Las soluciones "B" i "C" no contemplan la instalación de una planta completa de tratamiento, porque contemplan el abastecimiento desde manantiales, aguas que tienen mejor calidad que las superficiales i no requieren tratamiento especial, salvo la cloración, i el cuidado de que la captación debe hacerse de tal manera de tomar el agua lo más profundamente posible i protegerla del agua de infiltración.

El punto de vista anterior nos aconseja eliminar la solución "A" por su mayor costo.

Además la solución "A", en sus dos variantes, también contempla la construcción de una bocatoma en el río Viz

carra, obra que tendría que ser de grandes dimensiones para asegurar su funcionamiento, ya que el citado río tiene una gran pendiente de 1.2 % i en épocas de lluvia carga demasiado, acarreando lodo e inmensas piedras. Las bocatomas pues, en ambas variantes resultarían muy caras, en comparación a las captaciones desde los manantiales, aunque en la solución "B" se contempla la construcción de una tubería de drenaje de 60 metros de longitud.

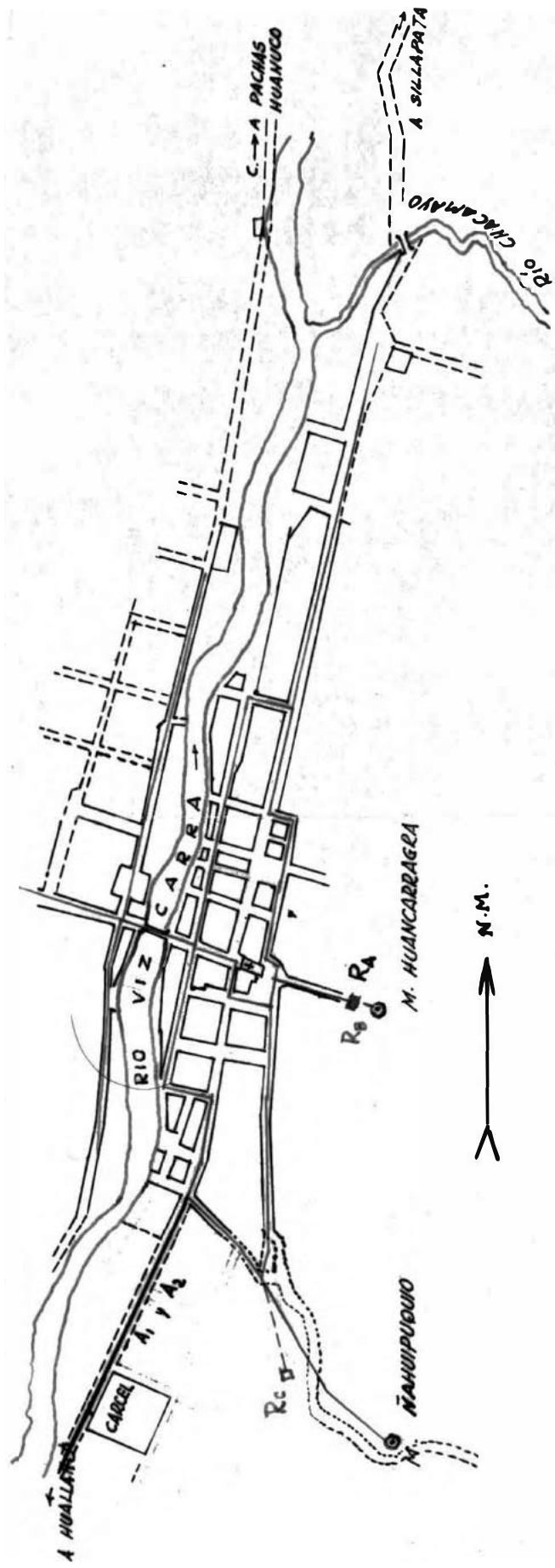
La variante "A-1", tiene además 3.5 Kms. de tubería de conducción, que le hace antieconómica en relación a las otras soluciones, cuyas tuberías de conducción son más cortas.

La variante "A-2", contempla también el diseño de una planta de bombeo que encarece notablemente su costo.

En cuanto a la red de distribución, podemos decir que los costos serán aproximadamente iguales en todas las soluciones propuestas, pues todas contemplan la construcción de un reservorio flotante.

De esta pequeña discusión, deducimos que la solución "A" en sus dos variantes son antieconómicas y la desechamos. Haremos pues una comparación entre las soluciones "B" i "C".

Haciendo la comparación económica, notamos que la solución "C" más es más barata que la "B", porque ésta contempla, además de las obras proyectadas en la solución "C" una tubería-dren de 60. metros de longitud i una cámara rompe presión; además la tubería de conducción de la solución "C" resulta más corta que la de la "B", puesto que la capta-



- SOLUCION "A" ———
- SOLUCION "B" - - - - -
- SOLUCION "C" ·····

U. N. I.  
SOLUCIONES POSIBLES  
 CARLOS ALARCO  
 P.I.C.

ción se encuentra más cerca a la población, aunque la línea de aducción resulta un poco más larga.

Técnicamente, un estudio de los rendimientos de ambas fuentes nos inclina a escoger la solución "B", porque no sabemos que los datos encontrados al empezar este capítulo, rendimientos de los manantiales, se refieren a cifras de gasto mínimo; pues han sido hallados sólo en un aforamiento y no se tienen estadísticas de sus variaciones mínimas. Siendo el máximo diario de 24.2 lit/seg., valor muy cercano al rendimiento del manantial "C" que es de 30. lit/seg., es cogemos la solución "B" por razón de seguridad en el servicio, puesto que se tienen 60. lit/seg., de cuyo diseño paso a ocuparme.



SEGUNDA PARTE

PROYECTO DEFINITIVO

TESIS DE GRADO

CAPITULO SEXTO

R E D D E D I S T R I B U C I O N

La red de distribución, como su nombre lo indica es el conjunto de tuberías, válvulas y grifos instalados en las diferentes calles de la población, para distribuir el caudal necesario de agua para el consumo de todas las casas de la ciudad.

Sistemas de distribución.- Para el efecto de la repartición del agua se pueden emplear dos sistemas:

- a) Sistema abierto, y
- b) Sistema cerrado.

El primer sistema llamado también ramificado consiste en proyectar un ramal principal, del que se desprenden los ramales secundarios y de éstos los terciarios, etc., en forma semejante a la ramificación de los nervios de una hoja. En este sistema el ingreso del agua en un punto se hace sólo en un sentido y en caso de la avería de una de las tuberías, la red posterior al punto de la avería se queda desabastecida y por consiguiente puede traer fatales consecuencias en el caso de un incendio en esa zona. Otro inconveniente es que el agua no circula en los ramales finales cuando el consumo es muy reducido, trayendo como consecuencia la pérdida de sus buenas cualidades. Este sistema se aplica en poblaciones muy pequeñas, donde solamente existe una calle principal.

El sistema cerrado tiene todas las tuberías de la población conectadas entre sí, formando un entramado o malla.

Este sistema es técnicamente mejor que el anterior, por las siguientes razones:

- El abastecimiento a un punto puede hacerse por los dos lados de la tubería, por la interconexión de tuberías, trayendo consigo un mejor suministro.

- En caso de avería de una tubería, es suficiente aislar el tramo correspondiente, quedando los otros tramos abastecidos.

- Hay menos posibilidad de que se pierdan las cualidades del agua, ya que ésta está en continuo movimiento, por que puede abastecer a otros tramos de tubería donde haya demanda de consumo.

Sistema escogido.- Siendo La Unión, una ciudad dividida por el río Vizcarra, he optado por escoger el sistema cerrado para la parte del Este (Aguamiro) por tener varias calles longitudinales, y el sistema abierto para la parte Oeste (Ripán) que tiene solamente una calle principal.

He adoptado este sistema mixto porque se dispone de un solo puente por el que pasará la tubería principal, ya que otras conexiones necesitarían construcciones especiales (sifón o pilares sobre el río) que encarecerían el proyecto.

Ubicación del reservorio.- Como ya se dijo en la primera parte de este trabajo, el reservorio será flotante, o sea que alimentará a la población en las horas de máximo consumo, llenándose en las de mínimo.

Según esto debemos colocarlo en el centro de gravedad de la población, ya que en nuestro caso hemos tomado una

densidad de población i un consumo uniforme para toda la ciudad, para que la red de distribución nos sea la más económica.

De acuerdo a esta consideración tendríamos que - hacerlo el reservorio elevado ya que por el centro de la ciudad no disponemos de altura suficiente. Pero teniendo en los costados de la población altura suficiente para ubicar el reservorio, escogeremos la que este más cerca al centro de la población, ubicandolo en las faldas del cerro Huacurragra, cercano al manantial del mismo nombre.

El ramal de tubería que conecte la red con el reservorio la tenderemos aprovechando la calle N<sup>o</sup>. 4<sup>a</sup>, o sea el ramal MR en los planos.

Circuitos del Sistema Cerrado.- He considerado solamente dos circuitos por las dimensiones de la población, i que se puede ver en los planos. I he tomado dos circuitos para efectos de un mejor estudio, pero teniendo en cuenta la consideración anotada en el capítulo inicial de este trabajo de abastecer al mayor número de calles, para la disminución del costo de las instalaciones domiciliarias.

El circuito I comprende 4 tramos:

AB en el jirón Inca; BC en el jirón Dos de Mayo; CD en los jirones La Unión, 28 de Julio i calle 2; i AD en el jirón Porvenir.

El circuito II comprende 5 tramos:

MD en el jirón Porvenir; DC en el jirón La Unión; ME en los jirones Porvenir i 28 de Julio; EF en la calle 6; i CF en el

jirón Dos de Mayo.

Además de los circuitos anotados, se diseñarán los ramales BH i EG situados en el jirón 28 de Julio.

Parte ramificada.- Consta de un ramal principal CI, que atraviesa el río Vizcarra. Del punto I tenemos 3 ramales : el IJ que sigue el jirón San Antonio aguas arriba del puente; el IK que va por el jirón La Unión i el IL que sigue el alineamiento del ramal IJ por el jirón San Antonio citado.

AREAS SERVIDAS.- Llámase área servida a aquella a la que se supone va a ser abastecida por un tramo de tubería dentro del circuito en un sistema cerrado o de un ramal en un sistema abierto.

La determinación de cada área servida se hace siguiendo métodos empíricos, de acuerdo al criterio del proyectista, así por ejemplo si el circuito tiene 4 tramos se trazan las dos diagonales que determinan las 4 zonas correspondientes a las tuberías; si el circuito tiene 5 tramos, se une el quinto vértice con el punto de intersección de las dos diagonales que unen los otros cuatro vértices; otro método consiste en dividir el área entre dos tuberías por medio de la bisectriz del ángulo que forman en el terreno. El método más racional sería el de dividir el área urbana como si se tratara de dividir o repartir una carga uniforme a las diferentes vigas de una estructura, representadas por las tuberías. Es necesario anotar que todos los métodos enumerados más arriba, tienden a esta finalidad.

En el presente trabajo he empleado el método de las diagonales para determinar las áreas interiores a los circuitos, i el de las bisectrices para para las áreas exteriores i para el sistema ramificado, como puede apreciarse en el plano respectivo de las áreas servidas.

Las áreas han sido medidas con el compás.

Gasto consumido en cada área servida.- La red de distribución se calcula para el máximo consumo de la población, o sea para el máximo horario más el gasto de incendio. Como toda el área urbana utilizará toda el agua disponible, cada área servida consumirá la parte proporcional a su superficie, puesto que en nuestro caso la densidad de población la hemos tomado constante para toda la ciudad.

Sabemos que el máximo horario es de 41.2 lit/seg. i que el gasto de incendio es de 15. lit/seg. El gasto correspondiente a cada tramo lo hallaremos dividiendo el gasto 41.2 lit/seg. proporcionalmente al área servida por el tramo considerado, como se puede apreciar en el cuadro de cálculos de la página siguiente, ya que el gasto de incendio 15.lit/seg. lo colocaremos en el punto de la red que nos dé las peores condiciones de presión para cualquiera de los puntos a abastecer, i asegurarnos la presión suficiente en dicho punto.

Pero no basta hacer el diseño para las horas de máximo consumo ( las del día ), es necesario comprobar si el sistema funciona en las de mínimo ( las de noche ); para este efecto consideramos que el 30% del máximo diario es consumido en la población, como se puede ver en el gráfico de variación

Nº	TRAMO	LONGITUD (m.)	AREA	GASTOS	GASTOS
			SERVIDA (Ha.)	MAXIMOS lit/seg.	MINIMOS lit/seg.
1	Cond.	---	---	24.2	24.2
2	AB	130.	1.55	1.2	0.2
3	BC	448.	2.58	2.1	0.4
4	BH	355.	6.57	5.3	0.9
5	AD	420.	3.57	2.9	0.5
6	DC	192.	3.46	2.8	0.5
7	MD	44.	0.40	0.3	0.1
8	ME	476.	2.89	2.3	0.4
9	FE	77.	1.12	0.9	0.2
10	EG	600.	6.89	5.5	1.0
11	CF	398.	2.14	1.7	0.3
12	CI	108.	0.20	0.2	0.0
13	IJ	440.	5.76	4.6	0.8
14	IK	111.	2.34	1.9	0.3
15	IL	580.	11.83	9.5	1.7
16	MR	---	---	32.0	16.9

Nota.- El área total de la población es 51.3 Hectáreas como ya hemos visto en capítulos anteriores,

horaria del consumo, o sean aproximadamente  $24.2 \times 0.30 = 7.3$  lit/seg., que dividiremos proporcionalmente a cada área servida para obtener los gastos mínimos de cada tramo, como puede verse en la tabla de la página anterior. Quiere decir que la diferencia  $24.2 - 7.3 = 16.9$  lit/seg. alimentarán al reservorio.

Elección de la calidad de la tubería.- El proyectista debe resolver este problema, de manera que el material a usarse satisfaga las condiciones particulares en que debe emplearse. La tubería ideal, es aquella que teniendo un bajo costo de adquisición sea más económica en su instalación i mantenimiento.

Hay diferentes clases de tuberías según el material de fabricación, como son las de acero, fierro de fundición, eternit, madera, concreto simple i reforzado. etc.

De todos los nombrados he escogido para la red de distribución, a las de fierro fundido, aunque su costo de adquisición es mas alto que las de eternit, por su facilidad de instalación ya que éstas últimas necesitan tener un lecho más uniforme i necesitan un manipuleo con mas cuidado. Otra razón es que el transporte a La Unión de las tuberías de fierro fundido es mas fácil que las de eternit, por lo pésima de la carretera, pues habría el peligro de que las últimas se rompan mucho mas fácilmente que las tuberías escogidas. Una tercera razón es que las tuberías de fierro fundido se prestan fácilmente a la ejecución de numerosas derivaciones para instalaciones particulares. Por último, hasta la fecha casi en todos los



los proyectos de instalación de agua potable se estipulan tuberías de fierro fundido, posiblemente a la poca confianza que le dan a las de eternit por la falta de experiencia en nuestro medio.

Se usarán pues tuberías de fierro fundido de campana i enchufe, de fabricación centrífuga, para presiones de servicio de 150 libras por pulgada cuadrada ( lbs/pg<sup>2</sup>. ) i asfaltada en caliente interior i exteriormente para protegerla de la oxidación.

PRESIONES EN LA RED.- La presión en cualquier punto de la red no permanece constante, sinó que varía según la intensidad del consumo de agua en la población. Según ésto, se presentarán dos límites entre los que varía la presión en un punto cualquiera de la red : uno máximo, que corresponderá al consumo mínimo de la población o sea durante las noches (sin incendio) i otro mínimo que corresponderá al consumo máximo, esto es en la hora de máximo consumo del día máximo i con un gasto adicional de incendio.

La presión máxima.- Es necesario determinar la presión máxima en todos los puntos de la red para asegurarnos su mantenimiento, ya que una presión excesiva puede traer la ruptura de las tuberías. Estas presiones no deben ser mayores de 100. lbs/pg<sup>2</sup>. ó sea aproximadamente de 70. metros de agua, porque de lo contrario se estarían haciendo trabajar a las tuberías a presiones cercanas a su resistencia, i además porque a mayores presiones se originan mayores pérdidas por filtración i golpes de ariete fuertes que tienden a destruir los aparatos

sanitarios. Si se presentara el caso de que las presiones resulten mayores que el límite permisible, sería necesario intercalar un reservorio o en su defecto válvulas reguladoras de presión, que dicho sea de paso que son muy caras, para disminuir la presión en las zonas bajas de la ciudad, dividiendo a la población en zonas de abasto independientes.

La presión mínima. - Está fijada por dos factores

- Las necesidades domésticas i
- Las necesidades de incendio.

La presión mínima necesaria para las necesidades domésticas, se calcula teniendo en cuenta la altura de las habitaciones de las casas en las que se instalarán los artefactos, las pérdidas de carga por profundidad de los lotes i su altura, que se toma en un 25 % de la longitud de la tubería a instalarse (diámetros pequeños); presión necesaria para el funcionamiento de los aparatos sanitarios, que se toma en 3 metros de columna de agua; i las pérdidas de carga en medidores de consumo, que se toma también en 3 metros. En nuestro caso tendremos

Altura de casas (dos pisos).....	6.00 m
Pérdida de carga por profundidad de lote de 25. m i altura 6. m : ( 25% ).....	7.75 m
Presión salida en artefactos.....	3.00 m
Pérdida en medidores.....	3.00 m
Total.....	19.75 m.

O sea, aproximadamente son 20. metros de presión en la calle, que equivale á  $28.5 \text{ lbs/pg}^2$ .

En general la presión mínima debe estar comprendida entre 25. i 45. lbs/pg<sup>2</sup>. en un buen servicio. En poblaciones grandes, donde hayan edificios con más de 4 pisos, el cálculo se hace de manera de abastecer hasta el 4º piso, debiendo bombearse para los pisos superiores ya particularmente.

- Por otra parte, la presión mínima requerida para sofocar un incendio está estipulada en unos 70. lbs/pg<sup>2</sup>. Se nota claramente que se necesitan grandes presiones i que no es posible satisfacerla en la generalidad de los casos, razón por la que la red se diseña para que satisfaga solamente las presiones requeridas para las necesidades domésticas, dejando que un servicio de motobombas eleven la presión en un caso de incendio.

La presión mínima admisible es de 20. lbs/pg<sup>2</sup>., o sea aproximadamente 14. metros de agua.

#### ELECCION DE LOS DIAMETROS DE LOS TRAMOS DE LA RED PRINCIPAL.-

Los diámetros de la red se calculan de acuerdo al criterio del diseñador, teniendo en cuenta los gastos determinados a priori que van a circular por cada tramo, i la velocidad con que debe circular el agua dentro de la tubería, la que debe estar entre dos límites : uno inferior necesario para que no sedimente el agua los elementos que lleva en suspensión que es de 0.30 metros por segundo, i otro superior para que el agua no desgaste a la tubería por excesiva velocidad, límite fijado en 3.00 metros por segundo. Generalmente las velocidades normales de diseño varían entre 0.30 i 1.50 metros por segundo.

Una vez fijados los primeros diámetros de la red, se resuelve ésta hidráulicamente, siguiendo cualquiera de los métodos de cálculo : el de las divisorias, el de tuberías equivalentes o el del profesor Hardy Cross. Se chequean luego las presiones i velocidades resultantes en cada tramo : si las presiones resultan bajas o las velocidades muy altas en uno de los tramos, se aumenta el diámetro del mismo; o viceversa, si las presiones resultan altas o las velocidades bajas, se disminuye el diámetro del tramo.

Una vez corregidos los diámetros, se vuelve a calcular la red i chequear las presiones i velocidades, se hacen los nuevos reajustes , se vuelve a calcular etc. etc. o sea q' hay que hacer en suma una serie de tanteos, hasta encontrar una solución satisfactoria.

En nuestro caso particular, he hecho varios tanteos llegando a dos soluciones, como puede verse en los gráficos.

En la 1ra. solución el tramo A D es de 4" i el M D es de 6"; en la 2da. solución el primer tramo nombrado es de 6" y el 2do. es de 4". Como se verá, ambas soluciones son semejantes i dan presiones muy parecidas; además su costo es relativamente igual ya que los tramos cambiados tienen longitudes semejantes AD = 420 Metros i ME = 476 Metros.

Escogeré aquella red que me dé mejores condiciones de presión, para cuando se presente un caso de incendio en cualquier punto de la red, i aquella solución que me dé menor altura de reservorio; ya que no nos conviene que el reservorio se aleje de la población por el aumento de longitud de

la tubería que va al reservorio i principalmente porque el reservorio va a estar en media ladera porque el terreno se va empinando cada vez más i que nos daría un mayor movimiento de -tierras.

CALCULO HIDRAULICO DE LA RED.- Teniendo ya la red primaria i los gastos de consumo de cada area servida por cada tramo de tubería, nos falta hacer solamente el cálculo hidráulico para determinar las condiciones de funcionamiento de la red. A la red entra por la tubería de conducción solo el máximo diario, de modo que lo que falta saldrá del reservorio o sea: máximo horario más incendio menos máximo diario.

El cálculo de la red ramificada es sencillo y determinado, pues el agua va solamente en un sentido i se conoce exactamente el gasto en cada tramo.

Generalmente se conoce el diámetro i calidad de tubería y el gasto, con los que se calcula la pérdida de carga en el tramo, o en su defecto con el gasto, calidad de tubería y la pérdida de carga, que se obtiene de acuerdo a la presión que se quiera tomar al final del tramo, se calcula el diámetro de la tubería.

Es necesario anotar que en este caso las tuberías deben tener capacidad suficiente para conducir el gasto de incendio.

El cálculo de un sistema cerrado es indeterminado - ya que el agua puede seguir cualquier camino para llegar a un mismo punto i por consiguiente las variaciones de pérdidas de carga están ligados a las variaciones de gasto en cada tramo.

En el presente proyecto he empleado el método del profesor Hardy Cross (simplificado por el profesor Kern) para calcular los circuitos cerrados, por su facilidad en la obtención de los resultados. Consiste este método en suponerse gastos en cada tramo de la red, a base de los que se halla por medio de una fórmula el error de los valores asumidos, con el que se les corrige; en seguida se halla el nuevo error de estos segundos valores, con los que se les corrige; etc. La serie de tanteos converge rápidamente, teniendo luego de tres ó cuatro ciclos unos errores pequeños que son menores del 1 % del total de agua que entra al sistema. En este estado ya se pueden suprimir los tanteos.

El método se basa en las siguientes dos leyes:

1ra. ley : "Si en una malla cualquiera se separa una zona determinada, la suma de gastos de entrada es igual a la suma de gastos de salida".

2da. ley : "Entre dos puntos cualesquiera la suma de pérdidas de carga es la misma por cualquiera de los caminos que sigue el agua en su movimiento".

La fórmula generalizada para la determinación del error citado anteriormente es :

$$\Delta = - \frac{\sum h}{n \sum h/Q}$$

Donde  $\sum h$  es la suma algebraica de las pérdidas de carga de todos los tramos de un circuito, pues el flujo en cada tramo tiene un signo positivo o negativo según el adoptado.

$\sum h/Q$  es la suma de los cuocientes de las pérdidas de carga so

bre el gasto asumido en cada tramo.

n coeficiente, inversa del exponente de la pérdida de carga.

h es la pérdida de carga en cada tramo, hallado con ayuda de un nomograma proporcionado por el Ministerio de Fomento, en el que se halla la gradiente hidráulica del tramo conociendo previamente el diámetro i el gasto asumido en el tramo; con esta gradiente hidráulica i la longitud del tramo, se halla la pérdida de carga h, multiplicando esas cantidades. El nomograma aludido ha sido preparado especialmente para tuberías de fierro fundido, o sea que corresponden a un coeficiente de gasto de **C = 100.** , con el que se acostumbra usar en redes de esta calidad de material. Es necesario tener presente que este coeficiente para las tuberías de fierro fundido varía desde **130** para las nuevas á **80** para las muy usadas.

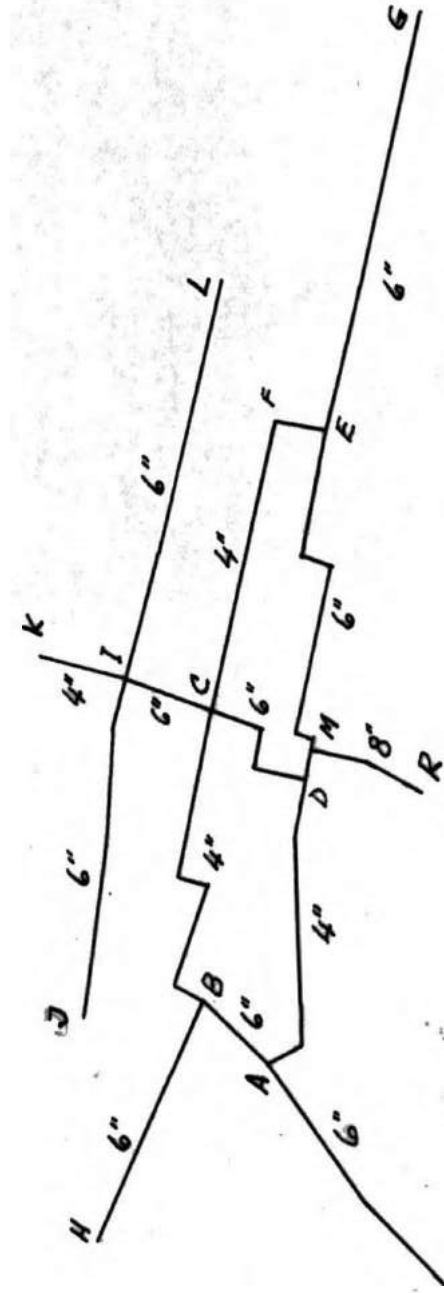
Nota.- La fórmula del error, de la página anterior, ha sido hallada desarrollando la fórmula de Hazen-Williams, relativa al gasto en tuberías :

$$Q = X. C. d^{2.63}. (h/L)^{0.54}$$

Donde X es una constante, C es el coef. de gasto, d es el diámetro de la tubería, L su longitud.

El coeficiente n será la inversa de **0.54** ó sea **1.85.**

CUADROS DE CALCULOS.- En seguida reproduzco los cuadros de cálculos, por el método expuesto. Además inserto cálculos de los chequeos de presión, asumiendo en todos los casos una presión de **18.0** m. de agua en el punto de entrada A. He obtenido además las velocidades en cada tramo para su chequeo.



U.N.I.

PRIMERA SOLUCION

Carlos Alarcón Picón P. I. C 1958.  
Gráfico N° 5



1a. SOLUCION

DIA CON INC. EN H

CIR- CUI- TO.	RA- MAL	DIA TRO "	LOW- GIRD K <sub>in</sub>	C	Q <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	$\frac{h_2}{Q_2}$	Δ <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	$\frac{h_1}{Q_1}$	Δ <sub>1</sub>	Q	S	h	V m/s.				
I	AB	6"	0.130	100.	21.8	17.0	2.36	0.11	+1.4	23.2	19.0	2.49	0.13	+0.1	23.3	19.	2.59	1.33				
	CB	4"	0.446	"	-1.8	-1.2	-0.49	0.27	+1.4	-0.4	-0.1	-0.04	0.10	+0.1	-0.3	-0.0	0.04	0.04				
	DC*	6"	0.192	"	-22.3	-17.2	-3.30	0.15	+1.4 + 2.2	-18.7	-12.6	-2.42	0.13	+0.1 - 0.5	-19.1	-13.3	-2.85	1.10				
	AD	4"	0.420	"	-2.4	-2.1	-0.88	0.37	+1.4	-1.0	-0.4	-0.17	0.17	+0.1	-0.9	-0.34	-0.10	0.10				
													-2.31		0.90							
													$\Delta = -\frac{-2.31}{1.85 \times 0.9} = 1.4$									
															$\Delta = -\frac{0.13}{1.85 \times 0.51} = 0.1$							
II	DC*	6"	0.192	100.	22.3	17.2	3.30	0.15	-2.2 - 1.4	18.7	12.6	2.42	0.13	+0.5 - 0.1	19.1	13.3	2.95	1.10				
	FC	4"	0.398	"	-0.2	-0.1	-0.04	0.20	-2.2	-2.4	-2.0	-0.80	0.33	+0.5	-1.9	-1.33	-0.56	0.25				
	EF	4"	0.077	"	-1.1	-0.5	-0.04	0.03	-2.2	-3.3	-3.7	-0.29	0.09	+0.5	-2.8	-2.75	-0.22	0.36				
	ME	6"	0.476	"	-8.9	-3.2	-1.48	0.17	-2.2	-11.1	-4.8	-2.21	0.20	+0.5	-10.6	-4.15	-2.15	0.50				
	MD	6"	0.044	"	23.1	18.6	0.61	0.03	-2.2	20.9	15.5	0.23	0.01	+0.5	21.4	16.2	0.98	1.21				
													2.35		0.58							
													$\Delta = -\frac{2.35}{1.85 \times 0.58} = -2.2$									
															$\Delta = -\frac{-0.65}{1.85 \times 0.76} = 0.5$							

CHEQUEO

2

RA- MAL	DIAME- TRO	Q. l.p.s.	LONGI- TUD -Km.	S	h m.	COTA PIEZOMETRICA		COTAS TERRENO		PRESION. m.		VELO- CIDAD m/s.
						ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	
AB	6"				2.59	A 3080.00	B 3077.41	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 23.81	1.33
CB	4"				-0.04	C 3077.45	B 3077.41	C 3048.50		C 28.95		0.04
DC	6"				-2.45	D 3079.90	C 3077.45	D 3061.00		D 18.90		1.10
AD	4"				-0.10	A 3080.00	D 3079.90					0.10
FC	4"				-0.56	F 3078.01	C 3077.45	F 3043.00		F 35.01		0.25
EF	4"				-0.22	E 3078.23	F 3078.01	E 3047.50		E 30.73		0.36
ME	6"				-2.15	M 3080.38	E 3078.23	M 3065.50		M 14.88		0.58
MD	6"				0.48							
EG	6"	5.5	0.600	15.0	0.90	E 3078.23	G 3077.33		G 3039.00		G 38.33	0.32
BH	6"	20.3	0.360	15.0	5.40	B 3077.41	H 3072.01		H 3063.50		H 8.51	1.17
CI	6"	16.2	0.108	9.8	1.06	C 3077.45	I 3076.39		I 3047.50		I 28.89	0.93
IJ	6"	4.6	0.440	0.96	0.42	J 3076.39	J 3075.97		J 3052.40		J 22.57	0.27
IK	4"	1.9	0.111	1.32	0.15	K 3076.39	K 3076.21		K 3049.90		K 27.24	0.25
IL	6"	9.5	0.580	3.60	2.10	L 3076.39	L 3074.29		L 3044.00		L 30.29	0.55

$$X = 20.00 - 8.51 = 11.49 \text{ m.}$$

Ahora en el reservorio = Cota Piezom. M + P<sub>c</sub> RM + Tirante + X

$$= 3080.38 + 0.13 \cdot 8.2 + 3.50 + 11.49$$

$$= 3096.47 \text{ m.}$$

1a. SOLUCION

DIA CON INC EN J

3

CIR- CU- TO	RA- MAL	DIANE- TRO	LONGI- TUD -Km-	C	Q <sub>0</sub> litros	S <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{\rho b}$	$\Delta_0$	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	$\frac{h_1}{Q_1}$	$\Delta_1$	Q	S	h <sub>m</sub>	$\frac{h}{\rho b}$									
I	AB	6"	0.130	100	156	9.2	1.20	0.01	+ 0.4	16.0	9.6	1.26	0.08	+ 0.1	16.1	9.65	1.26	0.92									
	BC	4"	0.450	"	9.1	24.0	9.84	1.08	+ 0.4	9.5	25.8	10.60	1.12	+ 0.1	9.6	26.50	10.91	1.22									
	DC#	6"	0.192	"	-23.2	-19.0	-3.65	0.16	+ 0.4 - 1.9	-24.7	-21.0	-4.04	0.16	+ 0.1 - 0.3	-24.9	-21.20	-4.07	1.42									
	AD	4"	0.420	"	- 8.6	-22.1	-9.29	1.08	+ 0.4	- 8.2	- 20.0	- 8.40	1.02	+ 0.1	- 8.1	- 19.30	- 8.10	1.03									
													-1.90	2.33													
													-0.50	2.38													
													$\Delta = \frac{-\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{\rho b}} = -\frac{1.90}{1.85 \times 2.33} = 0.4$						$\Delta_1 = \frac{-0.50}{1.85 \times 2.38} = 0.1$								
II	DC#	6"	0.192	100	23.2	19.0	3.65	0.16	+ 1.9 - 0.4	24.7	29.0	4.04	0.16	+ 0.3 - 0.1													
	FC	4"	0.398	"	- 5.5	- 9.6	- 3.81	0.69	+ 1.9	- 3.6	- 4.45	- 1.77	0.49	+ 0.3	- 3.3	- 3.7	- 1.47	0.43									
	EF	4"	0.077	"	- 6.4	- 12.7	- 0.94	0.15	+ 1.9	- 4.5	- 6.7	- 0.92	0.11	+ 0.3	- 4.2	- 5.9	- 0.45	0.54									
	ME	6"	0.476	"	- 14.2	- 7.8	- 3.60	0.25	+ 1.9	- 12.3	- 5.9	- 2.72	0.22	+ 0.3	- 12.0	- 5.7	- 2.65	0.69									
	MD	6"	0.044	"	17.8	10.9	0.36	0.02	+ 1.9	19.7	14.0	0.46	0.02	+ 0.3	20.0	14.25	0.47	1.13									
													-4.34	1.27													
													-0.51	1.00													

$$\Delta = \frac{-\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{\rho b}} = -\frac{4.34}{1.85 \times 1.27} = + 1.9 \quad \Delta = \frac{-0.51}{1.85 \times 1} = 0.3$$

CHEQUEO

4

RAMAL	Q l.p.s.	DIAMETRO "	S	h m.	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION m.		VELOCIDAD m/s.
					ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	
AB		6"		1.26	A 3080.00	B 3078.74	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 25.14	0.92
BC		4"		10.91	B 3078.74	C 3067.83		C 3048.50		C 19.33	1.22
DC		6"		-4.07	D 3071.90	C 3067.83	D 3061.00		D 10.90		1.42
AD		4"									
FC		4"		1.47	F 3069.30	C 3067.83	F 3043.00		F 26.30		0.43
EF		4"		-0.45	E 3069.75	F 3069.30	E 3047.50		E 22.25		0.54
ME		6"		-2.65	M 3072.40	E 3069.75	M 3063.50		M 6.90		0.69
MD		6"		0.50	M 3072.40	D 3071.90					
BH	5.3	6"	9.0	3.24	B 3078.74	H 3075.50		H 3063.50		H 12.00	0.68
EG	5.5	6"	9.6	5.76	E 3069.75	G 3063.99		G 3039.00		G 24.99	0.72
CI	31.2	6"	32.3	3.49	C 3067.83	I 3064.34		I 3047.50		I 16.84	1.77
IJ	19.6	6"	13.8	6.87	I 3064.34	J 3058.27		J 3053.40		J 4.87	1.10
IK	18.9	4"	1.32	0.15	I 3064.34	K 3064.19		K 3049.00		K 15.19	0.25
IL	24.5	6"	21.0	12.20	I 3064.34	L 3052.14		L 3044.00		L 8.14	1.41

$$X = 20.00 - 4.87 = 15.13 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura del reservorio} &= \text{Piez. M} + R_e \text{ MR} + \text{Tirante} + X \\ &= 3072.40 + 0.13 \times 8.2 + 350 + 15.13 \\ &= 3092.10 \text{ m.} \end{aligned}$$

1a. SOLUCION

DIA SIN INCENDIO

5

CIR- CUI- TO.	RA- MAL	DIAMETRO TUB. Km.	C	Q <sub>0</sub>	S <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Q_0}$	A <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	$\frac{h_1}{Q_1}$	A <sub>1</sub>	Q	S	h	$\frac{h}{Q}$							
I	AB	6"	100.	16.0	9.6	1.26	0.08	-0.3	15.7	9.3	1.22	0.08	-0.1	15.6	9.0	1.18	0.85							
	BC	4"	"	9.5	23.8	9.75	1.03	-0.3	9.2	24.2	9.94	1.08	-0.1	9.1	23.7	9.70	1.16							
	DC #	6"	"	-12.0	-5.6	-1.08	0.09	-0.3 - 1.1	-13.4	-7.0	-1.34	0.10	-0.1 + 0.2	-13.3	-6.8	-1.30	0.76							
	AD	4"	"	-8.2	-20.2	-8.50	1.04	-0.3	-8.5	-22.0	-9.24	1.09	-0.1	-8.6	-22.75	-9.58	1.10							
												1.43	2.24			0.58	2.35							
												$\Delta = \frac{-\sum h}{185 \sum \frac{h}{Q_0}} = \frac{1.43}{185 \times 2.24} = -0.3$												
												$\Delta = \frac{-0.58}{185 \times 2.35} = -0.1$												
II	DC	6"	100.	12.0	5.6	1.08	0.09	+1.4	13.4	7.0	1.34	0.10	-0.2 + 0.1	13.3										
	CF	4"	"	0.4	0.08	0.03	0.07	+1.1	1.5	0.85	0.34	0.23	-0.2	1.3	0.66	0.28	0.16							
	EF	4"	"	-2.2	-1.75	-0.14	0.06	+1.1	-1.1	-0.5	-0.04	0.04	-0.2	-1.3	-0.66	-0.05	0.16							
	ME	6"	"	-10.0	-4.00	-1.84	0.18	+1.1	-8.9	-3.25	-1.50	0.17	-0.2	-9.1	-3.4	-1.56	0.53							
	MD	6"	"	7.0	2.1	0.07	0.01	+1.1	8.1	2.7	0.09	0.01	-0.2	7.9	2.6	0.08	0.45							
												-0.80	0.41			0.23	0.55							

$$\Delta = \frac{-\sum h}{185 \sum \frac{h}{Q_0}} = \frac{0.80}{185 \times 0.41} = 1.1$$

$$\Delta = \frac{0.23}{185 \times 0.55} = -0.2$$

CHEQUEO

6

RA- NAL	DIAM. TRO	Q. lps	LONGI. TUB Mts.	S	h	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION m.		VELD. CUBA m <sup>3</sup> /s.
						ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	
AB	6"				1.18	A 3080.00	B 3078.82	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 25.22	0.85
BC	4"				9.70	B 3078.82	C 3069.12		C 3048.50		C 20.62	1.16
AC	6"				-1.30	D 3070.42	C 3069.12	D 3061.00		D 9.42		0.76
AD	4"				-9.58							
CF	4"				0.26	C 3069.12	F 3068.86	E 3047.50	F 3043.00		F 25.86	0.16
EF	4"				-0.05	E 3068.91	F 3068.86	E 3047.50		E 21.41		0.16
ME	6"				-1.59	M 3070.50	E 3068.91	M 3065.50		M 5.00		0.53
MD	6"				0.08							0.95
EG	6"	5.5	0.600	1.50	0.90	E 3068.91	G 3068.01		G 3039.00		G 29.01	0.32
BH	6"	5.3	0.360	1.22	0.44	B 3078.82	H 3078.38		H 3063.50		H 14.88	0.30
CI	6"	16.2	0.108	9.8	1.06	C 3069.12	I 3068.06		I 3047.50		I 20.56	0.93
IJ	6"	4.6	0.440	0.96	0.42	I 3068.06	J 3067.64		J 3053.40		J 14.24	0.27
IK	4"	1.9	0.111	1.32	0.15	I 3068.06	K 3067.91		K 3049.00		K 18.91	0.25
IL	6"	9.5	0.580	3.60	2.10	I 3068.06	L 3065.96		L 3044.00		L 21.96	0.55

$$X = 20.00 - 5.00 = 15.00 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota de agua en el reservorio} &= C. \text{Piez. } M + P. \text{ MR} + \text{tirante} + X \\ &= 3070.50 + 0.13 \cdot 2.7 + 3.50 + 15.00 \\ &= 3090.07 \text{ m.} \end{aligned}$$

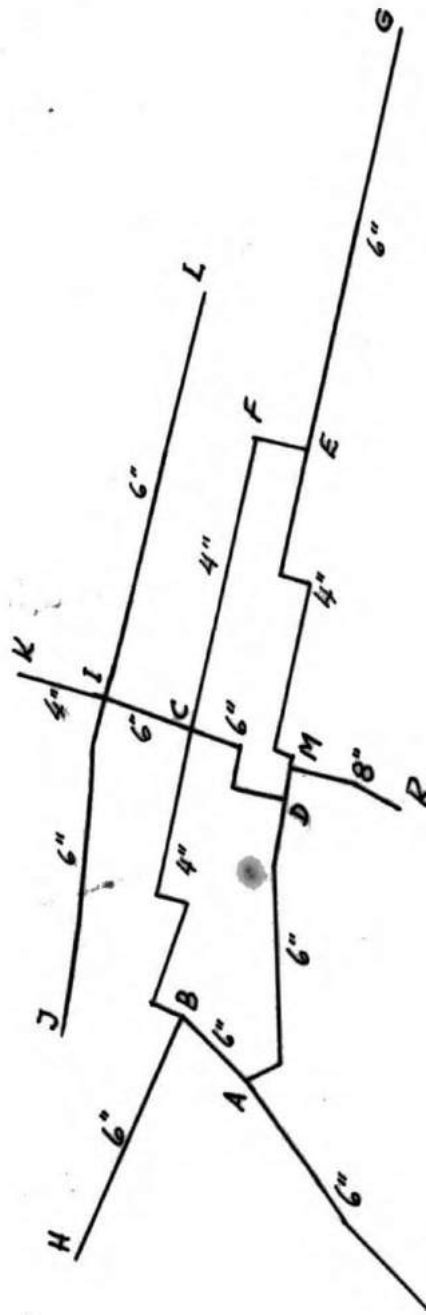


### CHEQUEO

RA- MAL	DIAM. TPO "	Q f.p.s.	LONG. TUB	S	h	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION m.		VALOR CIRCUIT m/s.
						ENTRADA	SALIDA	ENTR.	SALIDA	ENTR.	SALIDA	
						A	B	A	B	A	B	
AB	6"				0.81	3080.00	3079.19	3062.00	3053.60	18.00	25.59	0.72
BC	4"				15.06	3079.19	3064.13		3048.50		15.63	1.47
CD	6"				0.33	3064.13	3063.80		3061.00		2.80	0.36
AD	4"				-16.20							1.52
CF	4"				0.62	3064.13	3063.51		3043.00		20.51	0.26
FE	4"				0.09	3063.51	3063.42		3047.50		15.92	0.22
EM	6"				0.01	3063.42	3063.41		3065.50		-2.09	0.03
DM	6"				-0.39							1.01
EG	6"	1.0	0.600	0.07	0.04	3063.42	3063.38		3039.00		24.38	0.06
BH	6"	0.9	0.360	0.06	0.02	3079.19	3079.17		3063.50		15.67	0.05
CI	6"	2.8	0.108	0.38	0.04	3064.13	3064.09		3047.50		16.59	0.16
IJ	6"	0.8	0.440	0.04	0.02	3064.09	3064.07		3053.40		10.67	0.04
IK	4"	0.3	0.111	0.05	0.01	3064.09	3064.08		3049.00		15.08	0.03
IL	6"	1.7	0.580	0.16	0.09	3064.09	3064.00		3044.00		20.00	0.11

$$X = 20.00 - (-2.09) = 22.09$$





U.N.I.

SEGUNDA SOLUCION

Carlos Alarcón Picón P. I. C. 1958.  
 Grafico N° 6

2a SOLUCION

DIA CON INC. EN H

9

CIR. CUATO	TRA-MO	DIA-ME TRO.	LONGI-TUD .Km.	C	Q <sub>0</sub>	S <sub>0</sub>	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{\rho_0}$	A <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	$\frac{h_1}{\rho_1}$	A <sub>1</sub>	Q	S	h	v m/s.									
I	AB	6"	0.130	100.	25.5	22.2	2.91	0.11	-1.5	24.0	20.0	2.62	0.11	-0.2	23.8	19.8	2.55	1.36									
	BC	4"	0.448	"	4.0	5.3	2.17	0.54	-1.5	2.5	2.2	0.90	0.36	-0.2	2.3	1.9	0.77	0.30									
	DC#	6"	0.192	"	-21.0	-15.5	-2.98	0.14	-1.5	-22.5	-18.0	-3.45	0.16	-0.2 + 0.1	-22.6	-18.0	-3.45	1.30									
	DA	6"	0.420	"	4.2	0.8	0.34	0.08	-1.5	2.7	0.36	0.15	0.06	-0.2	2.5	0.3	0.13	0.14									
													2.44	0.87													
													$A = \frac{2.44}{1.85 \times 0.87} = -1.5$														
													$A = -\frac{0.22}{1.85 \times 0.69} = -0.2$														
II	DC#	6"	0.192	100.	21.0	15.5	2.98	0.14	0.0 + 1.5	22.5	18.0	3.45	0.16	-0.1 + 0.2	22.6	18.0	3.45	1.30									
	CF	4"	0.398	"	3.9	5.1	2.03	0.52	0.0	3.9	5.1	2.03	0.52	-0.1	3.8	4.9	1.94	0.49									
	FE	4"	0.077	"	2.2	1.8	0.14	0.06	0.0	2.2	1.8	0.14	0.06	-0.1	2.1	1.6	0.12	0.27									
	ME	4"	0.476	"	-6.5	-13.0	-6.00	0.92	0.0	-6.5	-13.0	-6.00	0.92	-0.1	-6.6	-13.5	-6.23	0.85									
	MD	6"	0.044	"	25.5	22.2	0.73	0.03	0.0	25.5	22.2	0.73	0.03	-0.1	25.4	22.1	0.72	1.43									
													-0.12	1.67													
													0.35	1.69													

$$A = -\frac{-0.12}{1.85 \times 1.67} = 0.0$$

$$A = -\frac{-0.35}{1.85 \times 1.69} = -0.1$$

CHEQUEO

RA. MAN.	DIAM. TRO - L.P.S.	Q	LONG. TUD. - K.D.	S	h -m.	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION .m.		VELD. COTA.2 m/s.
						ENTR.	SALIDA	ENTR.	SALIDA	ENTR.	SALIDA	
AB	6"				2.55	A 3080.00	B 3077.45	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 23.85	1.36
BC	4"				0.77	B 3077.45	C 3076.68		C 3048.50		C 28.18	0.30
DC	6"				-3.45	D 3080.13	C 3076.68	D 3061.00		D 19.13		1.30
DA	6"				0.13							0.14
CF	4"				1.94	C 3076.68	F 3074.74		F 3043.00		F 31.74	0.49
FE	4"				0.12	F 3074.74	A 3074.62		E 3047.50		E 27.12	0.27
ME	4"				-6.23	M 3080.85	A 3074.62	M 3065.50		M 15.35		0.85
MD	6"				0.72	M 3080.85	D 3076.68					1.43
EG	6"	5.5	0.600	1.50	0.90	E 3074.62	G 3073.72		G 3039.00		G 34.72	0.32
BH	6"	20.3	0.360	15.0	5.40	B 3077.45	H 3072.85		H 3063.50		H 8.55	1.17
CI	6"	16.2	0.108	9.8	1.06	C 3076.68	I 3075.62		I 3047.50		I 28.12	0.93
IJ	6"	4.6	0.440	0.96	0.42	I 3075.62	J 3075.20		J 3053.40		J 21.80	0.27
IK	4"	1.9	0.111	1.32	0.15	I 3075.62	K 3075.47		K 3049.00		K 26.47	0.25
IL	6"	9.5	0.580	3.60	2.10	I 3075.62	L 3073.52		L 3044.00		L 29.52	0.55

$$X = 20.00 - 8.55 = 11.25 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel de agua en el reservorio} &= C.Piez. M + P.RM + Tirante + X \\ &= 3080.85 + 0.13 + 8.2 + 3.5 + 11.25 \\ &= 3096.67 \text{ m.} \end{aligned}$$

2a. SOLUCION  
DIA CON INC. EN J.

CIR- CUITO	TRAM	DIA- METRO	LON- TUD Km.	C	$Q_0$ l.p.s.	$S_0$	$h_0$	$\frac{h_0}{\rho_0}$	$A_0$	$\Phi_0$	$S_1$	$h_1$	$\frac{h_1}{\Phi_1}$	$A_1$	$Q$	$S$	$h$	$\nu$ seg.
I	AB	6"	0.130	100.	134	7.0	0.92	0.07	+0.7	14.1	7.7	1.01	0.07	0.0	14.1	7.7	1.01	0.82
	BC	4"	0.148	"	6.9	14.5	5.93	0.86	+0.7	7.6	17.2	7.05	0.93	0.0	7.6	17.2	7.05	0.97
	DC	6"	0.192	"	-32.6	-35.0	-6.72	0.21	+0.7+0.4	-31.5	-32.8	-6.30	0.20	0.0+0.2	-31.3	-32.8	-6.34	1.78
	AD	6"	0.120	"	-10.8	-4.5	-1.89	0.17	+0.7	-10.1	-4.1	-1.72	0.17	0.0	-10.1	-4.1	-1.72	0.58
							-1.76	1.31				0.04	1.37					

$$\Delta = -\frac{-1.76}{1.85 \times 1.31} = 0.7$$

$$\Delta = -\frac{0.04}{1.85 \times 1.37} = -0.0$$

II	DC	6"	0.192	100.	32.6	35.0	6.72	0.21	-0.4-0.7	31.5	32.8	6.30	0.20	-0.2	31.3				
	CF	4"	0.398	"	3.4	4.0	0.16	0.05	-0.4	3.0	3.1	1.24	0.41	-0.2	2.8	2.72	1.03	0.34	
	FE	4"	0.077	"	1.7	1.1	0.08	0.05	-0.4	1.3	0.66	0.05	0.04	-0.2	1.1	0.50	0.03	0.14	
	ME	4"	0.476	"	-7.0	-14.8	-6.82	0.98	-0.4	-7.4	-16.4	-7.57	1.02	-0.2	-7.6	17.25	-8.03	0.97	
	MD	6"	0.044	"	25.0	22.0	0.73	0.03	+0.4	24.6	21.0	0.69	0.03	-0.2	24.1	20.80	0.63	1.40	
							0.87	1.32				0.71	1.70						

$$\Delta = -\frac{0.87}{1.85 \times 1.32} = -0.4$$

$$\Delta = -\frac{0.71}{1.85 \times 1.70} = -0.2$$

CHEQUEO

12

RA. MAL	DIAM. TEO	Q Lps	LONG. TND Km.	S	h	COTA MEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION . m		VELOC. CLAS.
						ENTR.	SAL.	ENTR.	SAL.	ENTR.	SALIDA	
AB	6"				1.01	A 3080.00	B 3078.99	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 25.39	0.82
BC	4"				7.05	B 3078.99	C 3071.94		C 3048.50		C 23.44	0.97
DC	6"				-6.34	D 3078.28	C 3071.94	D 3061.00		D 17.28		1.78
AD	6"				-1.72	A	D					0.58
CF	4"				1.03	C 3071.94	F 3070.91		F 3043.00		F 27.91	0.36
FE	4"				0.03	F 3070.91	E 3070.88		E 3047.50		E 23.38	0.14
ME	4"				-8.03	M 3078.91	E 3070.88	M 3065.50		M 13.41		0.97
MD	6"				0.63							1.40
EG	6"	5.5	0.600	1.50	0.90	E 3070.88	G 3069.91		G 3059.00		G 30.98	0.32
BN	6"	5.3	0.360	1.22	0.44	B 3078.99	N 3078.55		N 3063.50		N 15.05	0.30
CI	6"	34.2	0.108	32.3	3.48	C 3071.94	I 3068.46		I 3047.50		I 20.96	1.77
IJ	6"	19.6	0.440	13.8	6.07	J 3068.46	J 3062.39		J 3053.40		J 8.99	1.10
IK	4"	1.9	0.111	1.32	0.15	I 3068.46	K 3068.31		K 3049.00		K 19.31	0.25
IL	6"	24.5	0.580	21.0	12.20	I 3068.46	L 3056.26		L 3044.00		L 12.26	1.41

$$X = 20.00 - 8.99 = 11.01 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel de agua en el reservorio} &= C. Piez. M + p. RM + Tirante + X \\ &= 3078.91 + 0.13 \times 8.2 + 3.50 + 11.01 \\ &= 3094.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

2a. SOLUCION  
DIA SIN INC.

CIR- CUITO	TRA- MO	DIA- METRO "	LONG- GRAD "	C	Q	S <sub>o</sub>	h <sub>o</sub>	$\frac{h_o}{Q_o}$	$\Delta_o$	Q <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	$\frac{h_1}{Q_1}$	$\Delta_1$	Q	S	h	$\sigma$ %			
I	AB	6"	0.130	100.						12.5	6.15	0.81	0.06	-0.2	12.3	5.8	0.76	0.71			
	BC	4"	0.448	"						6.0	11.0	4.51	0.75	-0.2	5.8	10.5	4.25	0.75			
	DC#	6"	0.192	"						-19.5	-13.6	-2.41	0.13	-0.2 + 0.1	-19.6	13.7	-2.65	1.11			
	AD	6"	0.420	"						-11.7	-5.35	-2.25	0.19	-0.2	-11.9	5.6	-2.36	0.68			
													0.46	1.13							
$\Delta = -\frac{0.46}{1.85 \times 1.13} = -0.2$																					
II	DC#	6"	0.192	100.						19.5	13.6	2.61	0.13	-0.1 + 0.2	19.6						
	CF	4"	0.398	"						4.4	6.4	2.55	0.58	-0.1	4.3	6.0	2.41	0.56			
	FE	4"	0.077	"						2.7	2.53	0.19	0.07	-0.1	2.6	2.40	0.18	0.34			
	ME	4"	0.476	"						-6.0	-11.1	-5.12	0.85	-0.1	-6.1	11.60	-5.37	0.78			
	MD	6"	0.044	"						11.0	4.75	0.16	0.01	-0.1	10.9	4.06	0.13	0.62			
													0.39	1.64							

$$\Delta = -\frac{0.39}{1.85 \times 1.64} = -0.1$$

### CHEQUEO

RA- MAL	DIAMETRO "	Q lps.	LONGITUD -Km-	S	h	COTA BAROMETRICA		COTA TERRENO		PRESIÓN -m-		VELOCIDAD m/s
						ENTR.	SALIDA	ENTR.	SAL.	ENT.	SAL.	
AB	6"				0.76	A 3080.00	B 3079.24	A 3062.00	B 3053.60	A 18.00	B 25.64	0.71
BC	4"				4.25	B 3079.24	C 3074.99		C 3048.50		C 26.49	0.75
DC	6"				-2.65	D 3077.64	C 3074.99	D 3061.00		D 16.64		1.11
AD	6"				-2.36							0.68
CF	4"				2.41	C 3074.99	F 3072.58		F 3043.00		F 29.58	0.56
FE	4"				0.18	F 3072.58	E 3072.40		E 3047.50		E 24.90	0.34
ME	4"				-5.37	M 3077.77	E 3072.40	M 3065.50		M 12.27		0.78
MD	6"				0.13							0.62
EG	6"	5.5	0.600	1.50	0.90	B 3072.98	G 3071.50		G 3039.00		G 32.50	0.32
BA	6"	5.3	0.360	1.22	0.44	B 3079.24	H 3078.80		H 3063.50		H 15.30	0.30
CI	6"	16.2	0.108	9.8	1.06	C 3074.99	I 3073.93		I 3047.50		I 26.43	0.93
IJ	6"	4.6	0.440	0.96	0.42	I 3073.93	J 3073.51		J 3053.40		J 20.11	0.27
IK	4"	1.9	0.111	1.32	0.15	I 3073.93	K 3073.88		K 3049.00		K 24.78	0.25
IL	6"	9.5	0.580	3.60	2.10	I 3073.93	L 3071.83		L 3044.00		L 27.83	0.55

$$X = 20.00 - 12.27 = 7.73 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel del agua en el reservorio} &= C. Piez. M + R. RM + \text{Tirante} + X \\ &= 3077.77 + 0.13 + 2.7 + 3.50 + 7.73 \\ &= 3090.14 \text{ m.} \end{aligned}$$

2a. SOLUCION

DISEÑO NOCTURNO

CIR- CUITO	TRA- MO	DA- METRO	Lon- GITUD	C	Q <sub>b</sub>	S <sub>c</sub>	b <sub>o</sub>	$\frac{h_o}{Q_b}$	Δ <sub>o</sub>	Q <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	$\frac{h_i}{Q_i}$	Δ <sub>i</sub>	Q	S	h	σ
I	AB	6"	0.130	100.						6.9	2.0	0.26	0.04	-0.1	6.8	1.97	0.26	0.39
	BC	4"	0.448	"						5.8	11.0	4.51	0.78	-0.1	5.7	10.70	4.38	0.73
	CD*	6"	0.192	"						1.1	0.08	0.02	0.01	-0.1 - 0.1	0.9	0.06	0.01	0.05
	AD	6"	0.420	"						-17.3	-11.0	-4.62	0.27	-0.1	-17.4	11.10	-4.65	0.99
												$A = \frac{0.17}{1.85 \times 110} = -0.1$						
II	CD#	6"	0.192	100.						-1.1	0.08	-0.02	0.01	+0.1 + 0.1	-0.9			
	CF	4"	0.398	"						1.5	0.85	0.34	0.23	+0.1	1.6	0.96	0.36	0.21
	FE	4"	0.077	"						1.2	0.58	0.04	0.04	+0.1	1.3	0.67	0.04	0.17
	ME	4"	0.476	"						-0.4	-0.02	-0.04	0.10	+0.1	-0.3	0.04	-0.02	0.04
	DM	6"	0.044	"						-17.4	-11.5	-0.37	0.02	+0.1	-17.3	11.1	-0.37	0.99
												$A = -\frac{-0.05}{1.85 \times 0.40} = 0.1$						



CHEQUEO

RA- MAL	DIAM. TRO. "	D.	LONG. TUB. Km.	S	h	COTA PIEZOMETRICA		COTA TERRENO		PRESION -m-		VELD. CIDAD m/s.
						ENTR.	SALIDA	ENTR.	SAL.	ENTR.	SAL.	
AB	6"				0.26	<sup>A</sup> 3080.00	<sup>B</sup> 3079.74	<sup>A</sup> 3062.00	<sup>B</sup> 3053.60	<sup>A</sup> 18.00	<sup>B</sup> 26.14	0.39
BC	4"				4.38	<sup>B</sup> 3079.74	<sup>C</sup> 3075.36		<sup>C</sup> 3048.50		<sup>C</sup> 26.86	0.73
CD	6"				0.01	<sup>C</sup> 3075.36	<sup>D</sup> 3075.35		<sup>D</sup> 3061.00		<sup>D</sup> 14.35	0.05
AD	6"				-4.65							0.99
CF	4"				0.36	<sup>C</sup> 3075.36	<sup>F</sup> 3075.00		<sup>F</sup> 3043.00		<sup>F</sup> 32.00	0.21
FE	4"				0.04	<sup>F</sup> 3075.00	<sup>E</sup> 3074.96		<sup>E</sup> 3047.50		<sup>E</sup> 27.46	0.17
ME	4"				-0.02	<sup>M</sup> 3074.98	<sup>E</sup> 3074.96	<sup>M</sup> 3063.50		<sup>M</sup> 9.48		0.04
DM	6"				-0.37							0.99
EG	6"	1.0	0.600	0.07	0.04	<sup>E</sup> 3074.96	<sup>G</sup> 3074.92		<sup>G</sup> 3039.00		<sup>G</sup> 35.92	0.06
BH	6"	0.9	0.360	0.06	0.02	<sup>B</sup> 3079.74	<sup>H</sup> 3079.72		<sup>H</sup> 3063.50		<sup>H</sup> 16.22	0.05
CI	6"	2.8	0.108	0.28	0.04	<sup>C</sup> 3075.36	<sup>I</sup> 3075.32		<sup>I</sup> 3047.50		<sup>I</sup> 27.82	0.16
IJ	6"	0.8	0.440	0.04	0.02	<sup>I</sup> 3075.32	<sup>J</sup> 3075.30		<sup>J</sup> 3053.40		<sup>J</sup> 21.90	0.04
IK	4"	0.3	0.111	0.05	0.01	<sup>I</sup> 3075.32	<sup>K</sup> 3075.31		<sup>K</sup> 3049.00		<sup>K</sup> 26.31	0.03
IL	6"	1.7	0.580	0.16	0.09	<sup>I</sup> 3075.32	<sup>L</sup> 3075.23		<sup>L</sup> 3044.00		<sup>L</sup> 31.23	0.11

$$X = 20.00 - 9.48 = 10.52 \text{ m.}$$

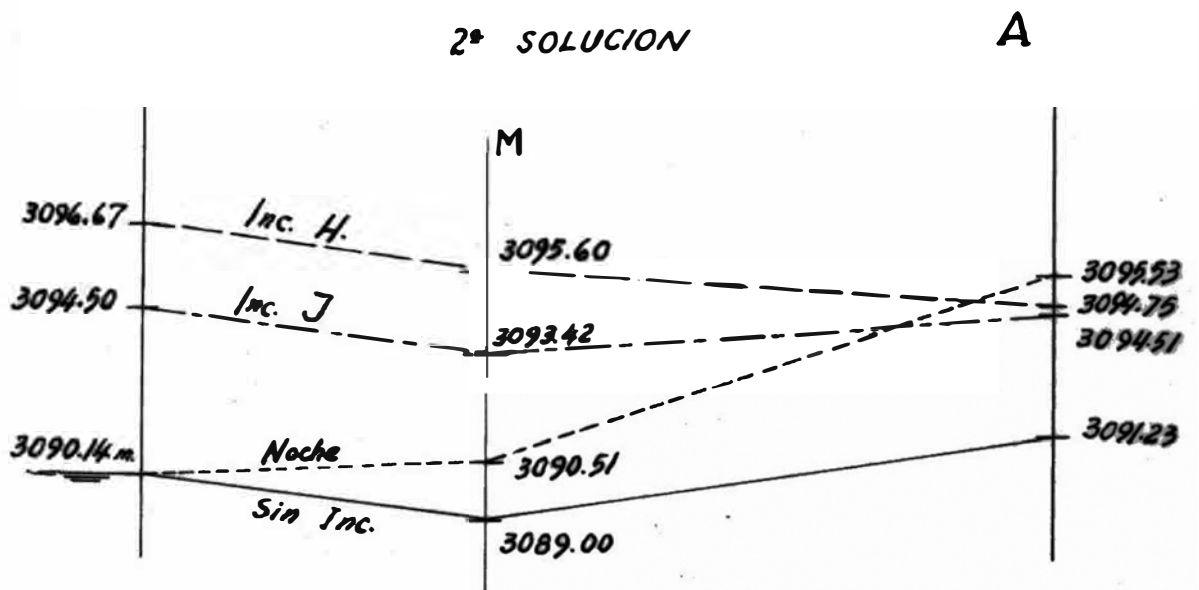
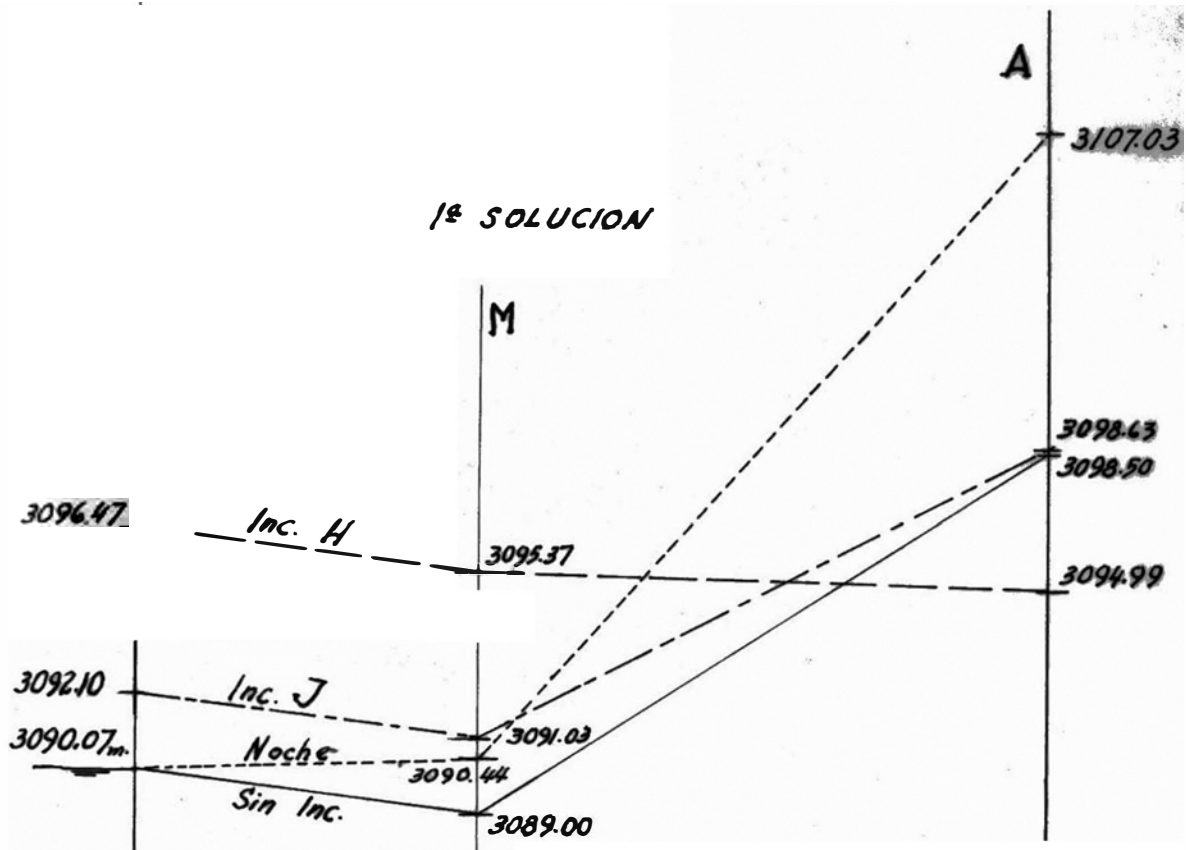
CONCLUSIONES.- El diagrama de comparación de soluciones, nos inclina a escoger la solución N° 2, ya que obtengo una menor altura para el reservorio de regulación, ya que como dijimos anteriormente se obtendrá un menor movimiento de tierras i que dará ventaja económica sobre la N° 1. Esta ventaja se acrecienta por la menor longitud de la línea de aducción, aunque la diferencia sea relativamente pequeña (20. m.) También la red misma nos dará un saldo favorable a la solución N° 2, ya que se dispone de menor longitud de tubería de 6" en el tramo AD, comparando con la que debería estar en el tramo ME de la primera solución.

Técnicamente también se impone la solución N° 2, ya que como se puede apreciar en las hojas de cálculo respectivas, su régimen es más uniforme que el de la N° 1, pues en el chequeo sin incendio, que es el que va a primar en todo el tiempo, se obtienen mejores velocidades, i ninguna presenta el peligro de sedimentación como ocurre en la primera solución, cuyos tramos CF i EF trabajan a 16 centímetros por segundo.

Teniendo en cuenta las presiones máximas, la solución escogida tendrá menores que la primera, pues sólo necesita una cota piezométrica de 3095.53 metros en el punto de entrada A, contra 3107.03 metros de la primera; por consiguiente tendrá presiones máximas menores en

$$3107.03 - 3095.53 = 11.50 \text{ metros.}$$

Por las razones anotadas, tomaremos como solución la N° 2.



U. N. I.  
**COMPARACION DE SOLUCIONES**  
 Carlos Alarcón Picón P. I. C. 1958.  
 Gráfico N° 7

Presiones mínimas en la red.- Como podemos ver en el cuadro de cálculos, la posición del incendio en el punto H, es mas desfavorable, necesitándose una altura de reservorio de 3096.67 m.- Como éste estará a una cota de 3090.14, o sea 6.53 metros menos, el punto de entrada estará también a 3094.75 menos 6.53 o lo que es lo mismo 3088.22, que es 8.22 m. mas que la cota de entrada asumida.

Por consiguiente a las presiones mínimas halladas en el cuadro respectivo les añadiré 8.22 m. para obtener las presiones mínimas pedidas.

<u>Puntos</u>	<u>Presiones (m)</u>
A	18.00 + 8.22 = 26.22
B	23.85 + 8.22 = 32.07
C	28.18 + 8.22 = 36.40
D	19.13 + 8.22 = 27.35
E	27.12 + 8.22 = 35.34
F	31.74 + 8.22 = 39.96
M	15.35 + 8.22 = 23.57
G	34.84 + 8.22 = 43.06
H	8.75 + 8.22 = 16.97
I	28.12 + 8.22 = 36.34
J	21.80 + 8.22 = 30.02
K	19.31 + 8.22 = 27.53
L	29.47 + 8.22 = 37.69

Se nota que la presión mínima minimorum es de:

17. > 14.

Presiones máximas en la red.-Nos dará en las horas de mínimo

consumo, o sea en el diseño nocturno. Como la cota de entrada necesaria es de 3095.53 metros, i en el cuadro respectivo solo disponemos de 3080.00 metros, habrá que agregar a las presiones del cuadro, la diferencia

$$3095.53 - 3080.00 = 15.53 \text{ metros.}$$

para obtener las presiones máximas, que inserto en el siguiente cuadro

<u>Puntos</u>	<u>Presiones (m)</u>
A	18.00 + 15.53 = 33.53
B	26.14 + 15.53 = 41.67
C	26.86 + 15.53 = 42.39
D	14.35 + 15.53 = 29.88
E	27.46 + 15.53 = 42.99
F	32.00 + 15.53 = 47.53
M	9.48 + 15.53 = 25.01
G	35.92 + 15.53 = 51.45
H	16.21 + 15.53 = 31.74
I	27.82 + 15.53 = 43.35
J	21.90 + 15.53 = 37.43
K	26.32 + 15.53 = 41.85
L	31.23 + 15.43 = 46.76

Notamos que las presiones halladas, se encuentran debajo del límite superior permisible de presión, i que no es necesario el uso de válvulas reguladoras de presión ni intercalar un reservorio.

Presiones normales.- De igual manera, agregaremos la diferencia

$$3091.23 - 3080.00 = 11.23 \text{ metros}$$

a las presiones respectivas al día sin incendio. Tenemos pues:

Puntos	Presiones (m.)
A	$18.00 + 11.23 = 29.23$
B	$25.64 + 11.23 = 36.87$
C	$26.49 + 11.23 = 37.72$
D	$16.64 + 11.23 = 27.89$
E	$24.90 + 11.23 = 36.13$
F	$29.58 + 11.23 = 40.81$
M	$12.27 + 11.23 = 23.50$
G	$25.40 + 11.23 = 36.63$
H	$12.50 + 11.23 = 23.73$
I	$26.43 + 11.23 = 37.66$
J	$20.11 + 11.23 = 31.34$
K	$24.78 + 11.23 = 36.01$
L	$27.83 + 11.23 = 39.06$

Como se notará, algunas presiones resultan inferiores a las presiones mínimas halladas anteriormente, a causa del gran desnivel topográfico de la ciudad, pues para satisfacer con la presión mínima a algún punto alto, las presiones en los puntos bajos resultan grandes.

Tuberías secundarias.- Son las que van por todas las demás calles por donde no pasa la red primaria, también se les llama tuberías de orden inferior o de relleno. Estas tuberías se colocan sin cálculo hidráulico, solo se establecen según a reglamentaciones que fijan:

a) El diámetro mínimo, que en las poblaciones importantes esta fijado en 6" para zonas comerciales, industriales o zonas con densidades mayor de 600 Hab./Ha.; y tuberías de 4" para zonas residenciales. También se usa en algunos casos tuberías de 3", principalmente en zonas suburbanas y donde la densidad es menor de 100 Hab./Ha.

b) No se debe colocar una tubería de 3" en tramos mayores de 100 m. sin alimentación, pues pierden su carga rápidamente.

c) Se determina la longitud máxima de tubería de 3", 4" y 6", sin necesidad de conecciones con elementos de capacidad superior que ellas.

d) Las tuberías matrices no deben estar separadas en mas de un kilómetro, quedando encerradas por consiguiente, entre cuatro de ellas un área máxima de 1 Km<sup>2</sup>.

Dentro de estas áreas se colocan las tuberías de orden secundario y dentro de éstas el terciario, etc., resultando la zona con diámetros de 12", 4", 6", 4", 8", 4", 12".-

Todo esto es relativo, y depende del tamaño de la población, pues en poblaciones pequeñas no será necesario disponer tuberías de 12" ni de 8" en la red. En estas poblaciones prácticamente no hay diferencia entre la red primaria y la de

relleno.

En nuestro caso, como la densidad promedio es de 125 Hab./Ha., la red de relleno estará constituida por tuberías de 4".

Normas y prueba señalados por la Dirección de Obras Sanitarias.-

En seguida señalo algunas especificaciones importantes dadas por las Normas de la Dirección de Obras Sanitarias.

- La tubería de fierro fundido debe ser de fabricación centrífuga asfaltada en caliente tanto interior como exteriormente.- Los tubos serán de una longitud de 5.50m., y de fabricación americana de clase 150.

- Los tubos se colocarán a una profundidad mínima de 0.80 m. debajo de la rasante de la calle. Así mismo se colocarán a 1.50 m. del sardinel, a 1 m. mínimo de los cables eléctricos y a 2.50 m. del colector de desagües.

- Las máximas deflexiones admisibles son:

Para tuberías de 4"	6º
" " de 6"	5º
" " mayores de 6"	4º

Las tuberías se colocarán en la zanja después de haber comprobado su ausencia de grietas y defectos.

- La tubería se colocará en lo posible con la campana en el sentido del avance del trabajo.

El centrado de la tubería se hace con la estopa. Una vez centrada se afinará la alineación de la tubería.

Prueba de la Tubería.- Según las normas, se probarán cada tra



mo comprendido entre dos válvulas, a una presión hidrostática de 10 atmósferas ( 150 lbs/pg<sup>2</sup> ) durante 30 minutos. La tubería no debe de perder más de la cantidad estipulada por la fórmula

$$F = \frac{N}{410} D^V/P$$

Donde F es la filtración en litros por hora; N el número de juntas; D, el diámetro en pulgadas; P , la presión de prueba.

La prueba se ejecuta antes de hacer el relleno.

Otras especificaciones relativas al tendido de la tubería.- U

na tubería, se pone enterrada por dos razones fundamentales:

a) Evitar grandes cambios de temperatura, para conservar el agua agradable.

b) Para proteger a la tubería contra accidentes externos (paso de vehículos, animales, acción de galgas, etc.).

En condiciones normales, la profundidad de las zanjas es de 1.00 m. á 1.20m. ; el ancho mínimo es de 0.50 m. para tuberías hasta de 8" , i 0.60 m. para diámetros mayores contándose en este caso el espacio libre, o sea sin considerar el ancho de la tubería.

El fondo de la zanja debe ser nivelado i refinado , para que la tubería quede apoyada en toda su longitud, sacando las piedras que emerjan, para evitar de esta manera los efectos de flexión. En los sitios de juntas, se excavarán hoyos para facilidad de colocación de la tubería.

El material de relleno no debe de tener piedras grandes mayores de 20 centímetros de diámetro. El relleno inmediato a la tubería debe colocarse cuidadosamente a ambos lados, compactándolas en capas delgadas hasta una altura de 15 cms. sobre el borde superior; debe evitarse que esta capa contenga piedras.

La unión entre tubo i tubo se hará de la siguiente manera se coloca en primer lugar la estopa, compactada mediante el calafateo para evitar las filtraciones; luego se coloca el plomo fundido valiéndose de un anillo de arcilla; como el plomo quedaría poroso, se hace el calafateo necesario. Esta unión de espiga i campana tiene la ventaja de que el reborde interior permite centrar la espiga dentro de la campana sin necesidad de emplear una pieza especial para mantener el eje. Como ya se ha visto se puede deflexionar la alineación hasta en 6 grados para las tuberías de 4" ó sea un desplazamiento de x

$$x = L. \text{ tang } 6^\circ = 5.50 \cdot \text{tng } 6^\circ = 0.58 \text{ m.}$$

Para tuberías de 6" .

$$x = L. \text{ tang } 5^\circ = 0.48 \text{ m.}$$

Para tuberías de 8" .

$$x = L. \text{ tang } 4^\circ = 0.38 \text{ m.}$$

ACCESORIOS.- Las normas establecen que los accesorios serán de fierro fundido, de la clase D, i de procedencia americana. La presión de trabajo debe ser de 175.lbs/pg<sup>2</sup>. El metrado lo haremos más adelante, en la descripción de red.

VALVULAS.- Según las Normas serán del tipo compuerta, de fierro fundido, montadas en bronce, con guarniciones de ese mismo material i para una resistencia de 10 atmósferas de presión como mínimo.

Las cajas para las válvulas serán también de fierro fundido, e irán asentadasmi centradas a plomadacon la nuez de operación de la válvula. La tapa deberá coincidir con la superficie del pavimento.

El drenaje de las válvulas de purga no deberá conectarse a buzones de desagüe, ni a depósitos con posibilidad de succión dentro de la red de distribución.

Distribución de las válvulas,- Las válvulas tienen por objeto aislar a una determinada longitud de la red, cuando se quiera hacer en ella alguna reparación o conexión, de tal manera de no interrumpir el servicio en el resto de la red. Además de ésto, también sirven para regular la presión, especialmente en el caso de abasto a urbanizaciones nuevas, donde las presiones serían muy altas por el poco consumo.

Las válvulas las colocaremos en las esquinas, pero cuando las cuadras son muy grandes se pueden disponer a media cuadra, teniendo en cuenta la máxima longitud de tubería que se quiera aislar del servicio, que en nuestro caso hemos tomado en 300. metros. La distribución puede verse en el plano relativo a accesorios de la red.

GRIFOS CONTRA INCENDIO.- El criterio seguido para la distribución de grifos, es tal que se pueda sofocar un incendio desde un solo grifo. Con este objeto, se trazaron cír-

culos tangentes de 120. metros de radio, que representan aproximadamente á 150. metros de manguera doblando una esquina usada por los bomberos para estos fines.

Se usarán grifos tipo flor de tierra.

Llevarán en su base un codo terminal de campana para su conexión con tubería de 4". Se le colocará además, una válvula de 4" para separarlo del servicio, i utilizarlo solamente cuando se le necesite.

Se les conectará a las tuberías de mayor diámetro

CONEXION DOMICILIARIA.- Es la que permite dar el agua a cada consumidor i se establecerá a pedido de éste.

La conexión domiciliaria está constituida por

a)- La toma en la tubería matriz, por medio de una llave "Corporation" de bronce.

b)- Caja de ladrillo con mortero 1:3, provista de tapa de fundición donde se instalará la llave corporation.

c)- Tubería de plomo de diámetro mínimo de  $\frac{1}{2}$ ".

d)- Un aparato de control de gasto o sea un medidor, con su caja de ladrillo i tapa de fierro. Este medidor se instalará después de un tiempo prudencial, con el fin de que el particular se acostumbre a usar el agua instalada sin la traba económica consiguiente.

O sea que la conexión domiciliaria, termina en la fachada de la propiedad particular.

METRADO DE LA RED.- Consta de tuberías de 6" i 4", cuyas longitudes son: 4297. m. l. de 4", de las cuales 2871. m. l. corresponden al proyecto inmediato i 1426. m.l. a la ampliación, i de los 1872. m, l. de 6".

Se nota que la proporción de tuberías de 6" pulgadas es muy grande debido a que la red tiene ramales que tienen que ser diseñados para conducir el gasto máximo correspondiente a la zona a abastecer y el gasto de incendio; estos tramos no eran suficientes de 4" a causa de que con ellas se pierde la carga rápidamente, obteniéndose en los puntos mas desfavorables presiones negativas.

Metrado de Accesorios.-

Accesorio	Medida	C a n t. i d a d	
		Prom. Inmed.	Ampliación
Te	6" x 6"	4.	5.
	6" x 4"	21.	
	4" x 4"	16.	
Cruz	6" x 6"	2.	
	6" x 4"	1.	
	4" x 4"	4.	
Valvula	6"	16.	10.
	4"	23.	
Codo	90° - 4"	6.	2.
	11¼° - 6"	2.	
	11¼° - 4"		1.
	45° - 6"	2.	
Reducción	8" x 6"	4.	
	6" x 4"	7.	
Tapón	4"	12.	
Grifos	4"	13.	

C A L C U L O D E L R E S E R V O R I O

Ya en capítulos anteriores hemos determinado el volumen necesario de almacenamiento que cumplir en nuestro caso particular. También ya se ha dicho que no será flotante y estará apoyado directamente sobre el terreno y de acuerdo a las características de la zona de ubicación será semienterrado.

Forma del depósito.- Pueden ser circulares, rectangulares, o de forma irregular, según convenga en cada caso y se adapte mejor a la configuración topográfica del terreno donde irá ubicado.

En nuestro caso particular, conviene mas la forma rectangular, ya que no disponemos de un terreno llano y necesitaríamos un diámetro de:

$$d = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \times 530}{\pi \times 3}} \cong \sqrt{225} = 15 \text{ m.}$$

El sitio apropiado para su ubicación esta en la quebrada del manantial "Huacurragra", aproximadamente en la cota 3097.m.- Como ese lugar tiene una pendiente 1: 3, para poder construir el reservorio tendríamos que cortar un mínimo de  $15 \div 3 = 5 \text{ m.}$  que necesitaría un gran muro de sostenimiento; con el depósito rectangular podemos fijar el corte máximo que podemos darle. Así, para un tirante de agua de 3.30 m., podemos diseñar una altura de unos 4.00 m., que sería el máximo corte y en ese caso tendríamos que cortar horizontalmente una distancia de  $4 \times 3 = 12 \text{ m.}$

Trataremos de conseguir también que la longitud de los muros del reservorio sea la mínima para tener la solución

mas económica. Como el reservorio en cuestión va a tener 2 cámaras la condición anotada se cumple cuando la relación de sus lados es:

$$\frac{X}{Y} = \frac{n+1}{2n}$$

Donde  $n= 2$ , número de compartimientos del depósito.

Reemplazando tenemos:

$$\frac{X}{Y} = \frac{3}{4} \quad (1)$$

Siendo el volumen total del reservorio  $V = 530. \text{ m}^3$ , el área de la base de cada cámara, con un tirante de agua de 3 m. será:

$$A = 530/2 : 3 = 88.2 \text{ m}^2, \text{ o sea :}$$

$$A = 88.2 \text{ m}^2 = XY \quad (2)$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones (1) y (2) tenemos:

$$X = 8.15 \text{ m.}$$

$$Y = 10.86 \text{ m.}$$

Como notamos el corte horizontal  $Y = 10.86 < 12$  luego adoptamos las dimensiones halladas como definitivas.

Partes del reservorio.- Generalmente estos reservorios tienen tres partes:

1.- Cubierta que es una loza, o bóveda, ó cúpula apoyadas en vigas sostenidas en pilares. En nuestro caso la forman una loza, una viga y una columna.

2.- Paredes, constituidas por placas planas, superficies cilíndricas o bóvedas verticales provistas de nervios

para aumentar la rigidez. En el caso que nos ocupa tenemos 3 clases de paredes:

- Pared interior, llamada al muro que recibe empuje de tierras, y al empuje del agua.

- Pared exterior, llamada a la que recibe el empuje de agua solamente.

- Pared central, aquella que divide las cámaras del reservorio; diseñado para resistir el empuje del agua.

3.- El piso, que en nuestro caso es una losa que trabaja con la reacción del terreno, estando el reservorio vacío o lleno.

Análisis de las diferentes partes del reservorio.- Es neces-

ario hacer notar que para el cálculo hemos empleado concreto normal 1 : 2 : 4, con acero corrugado cuya carga de trabajo es:

$$f_s = 1400 \text{ Kg./ cm .}$$

Las cargas de trabajo del concreto normal y los otros elementos de cálculo son:

$$f' = 140 \text{ Kg./ cm}^2$$

$$j = 0.866$$

$$u = 10.5 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (armadura con ganchos)}$$

$$v = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

#### C A L C U L O D E L A L O S A

Como puede verse en los planos, tenemos una losa de dos paños, cuyas luces libres son 5.30 metros por 16.60 metros. Siendo el largo mayor que 1.5 veces el ancho, la losa la cal -



cuñaremos con la armadura en el sentido de la menor luz.

Cargas.- a) Peso propio : El peralte de la losa lo calculamos siguiendo el criterio siguiente : "El peralte de la losa en centímetros es 3 veces la luz de cálculo en metros". Siendo la luz de cálculo 5. metros, el peralte será 15 cms. Con  $h = 15$  cms. i tomando un metro cuadrado de losa, el peso propio será

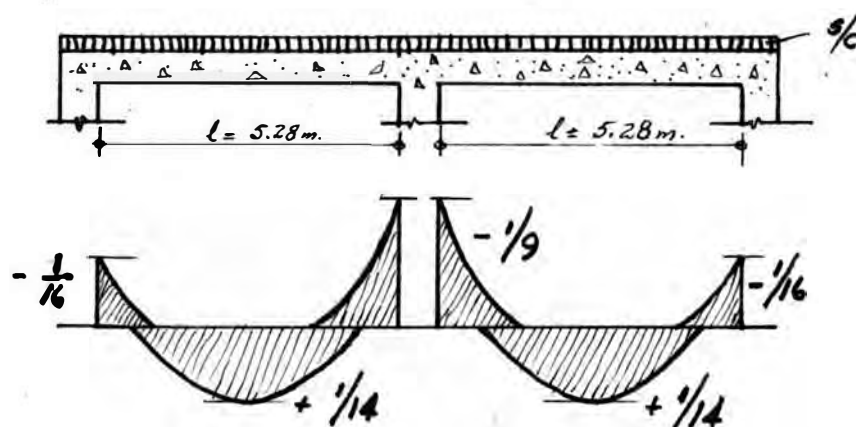
$$P_p = 0.15 \times 1. \times 1. \times 2400 = 360. \text{ Kg./m}^2.$$

Donde 2400 es el peso específico del concreto en  $\text{Kg./m}^3$ .

b) Sobrecarga : tomamos como si se tratara de una azotea con acceso, considerando

$$s/c = 150. \text{ Kg./m}^2.$$

Cálculo de momentos de flexión.- Siendo la losa de dos tramos de luces iguales, cuya carga es repartida i la sobrecarga menor que el triple del peso propio, aplicamos el método de los coeficientes aproximados, que se aprecia en la figura.



El momento en el apoyo interior es  $-M_3 = 1/9 \text{ w} l^2$  donde  $l$  es la luz de cálculo, i  $\underline{w}$  es la carga total. que en nuestro caso vale:

$$w = 360. + 150. = 510. \text{ Kg./m}^2.$$

Reemplazando tenemos

$$-M_3 = 1/9. \times 510. \times 5.28^2 = 1580. \text{ Kg.m.}$$

La altura necesaria ó altura útil para resistir este momento está dada por la fórmula

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

donde M es el momento considerado, ( $M_3$  en nuestro caso); K es el coeficiente de resistencia del concreto, en nuestro caso vale 11. (concreto normal); i b es el ancho de la losa, considerado en nuestro caso 1. metro ó sea 100. cms.

Reemplazando estos valores en la fórmula expuesta

$$d = \sqrt{\frac{1580 \times 100}{11. \times 100}} = 12. \text{ cms.}$$

El peralte total de la losa es :

$$h = d + \phi/2 + r$$

donde  $\phi$  = diámetro del acero, que se toma en 1. cm.

r = recubrimiento, que se toma en 2. cms.

Reemplazando tenemos

$$h = 12 + 1/2 + 2. = 14.5 \text{ cms. prácticamente igual al}$$

valor asumido; tomamos pues

$$h = 15. \text{ cms. i como compensación}$$

$$d = 12.5 \text{ cms.}$$

- Los otros momentos son :

$$\text{- En apoyo extremo : } M_1 = -1/16.wl^2 = - \frac{510 \times 5.28^2}{16} = 890. \text{ Kg.m.}$$

$$\text{- En tramo central : } M_2 = -1/14.wl^2 = - \frac{510 \times 5.28^2}{14} = 1020. \text{ Kg.m.}$$

AREAS DE ACERO.- Se hallan por medio de la fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} =$$

Donde : M es el momento considerado en Kg.cm.;  $f_s = 1400 \text{ Kg./cm}^2$  carga de trabajo del acero;  $j = 0.866$ ;  $d = 12.5 \text{ cms}$  altura útil. Reemplazando tendremos para cada momento, el acero correspondiente :

$$-A_{s1} = \frac{89000}{1400 \times 0.866 \times 12.5} = 5.87 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}'' @ 21. \text{cm}$$

$$+A_{s2} = \frac{102000}{1400 \times 0.866 \times 12.5} = 6.74 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}'' @ 15. \text{cm}$$

$$-A_{s3} = \frac{158000}{1400 \times 0.866 \times 12.5} = 10.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}'' @ 12. \text{cm}$$

Acero de repartición i temperatura.- De acuerdo al Reglamento pondremos el acero mínimo:

$$A_{st} = 0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \times 100 \times 12.5 = 3.13 \text{ cm}^2.$$

al que pondremos  $\phi \frac{3}{8}'' @ 23. \text{cms.}$

Separación de las barras.- El reglamento establece que la separación de las barras principales no debe ser mayor que 3 veces el peralte de la losa (  $3 \times 15 = 45. \text{ cms.}$ ), ni menor que 1.5 veces el diámetro de la armadura (  $1.5 \times \frac{1}{2} \times 254 = 1.9 \text{ cms.}$ ) ; i que la separación de la armadura de repartición ó temperatura no debe ser mayor que 5 veces el peralte de la losa (  $5 \times 15 = 75. \text{ cms.}$ ).

Se nota que las separaciones dadas, cumplen las especificaciones anotadas.

CHEQUEO AL ESFUERZO CORTANTE.- El corte total máximo, se produce en el apoyo interior i vale :

$$V = 0.575 w l$$

Reemplazando valores, tenemos

$$V = 0.575 \times 510 \times 5.28 = 1550. \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo unitario de corte  $v$ , está dado por la fórmula :

$$v = \frac{V}{b.j.d.} = \frac{1550}{100 \times 0.866 \times 12.5} = 144 \text{ Kg./cm}^2$$

que nos sale menor que  $4.2 \text{ Kg./cm}^2$ ; no necesitándose por consiguiente colocar estribos.

CHEQUEO DE ADHERENCIA.- El perímetro mínimo de la armadura es  
tá dado por la fórmula :

$$\sum u = \frac{V}{u.j.d}$$

donde  $u$  es el esfuerzo unitario de adherencia, que en nuestro caso, usando varillas corrugadas i con gancho vale

$$u = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2.$$

Reemplazando en la fórmula dada, tenemos:

$$\sum u = \frac{1550}{10.5 \times 0.866 \times 12.5} = 13.7 \text{ cms.}$$

El número mínimo usado es:  $\phi \frac{1}{2}'' @ 21 \text{ cm}$ , o sea  $4.66 \phi \frac{1}{2}''$  que dan  $4.66 \times 4 = 18.6 \text{ cm} > 13.7 \text{ cm}$ . o sea que los otros tambien cumplen.

Doblado.- Empleando el método aproximado, podemos ver en el plano respectivo.

Calcularemos los aceros adicionales:

- Apoyo Extremo: Doblando la mitad de los fierros del positivo tendremos  $6.74/2 = 3.37 \text{ cm}^2$ .

Faltan:  $5.87 - 3.37 = 2.5 \text{ cm}^2$ .

Ponemos  $\phi \frac{1}{2}'' @ 1.26/2.5 = 0.50 \text{ m}$ .

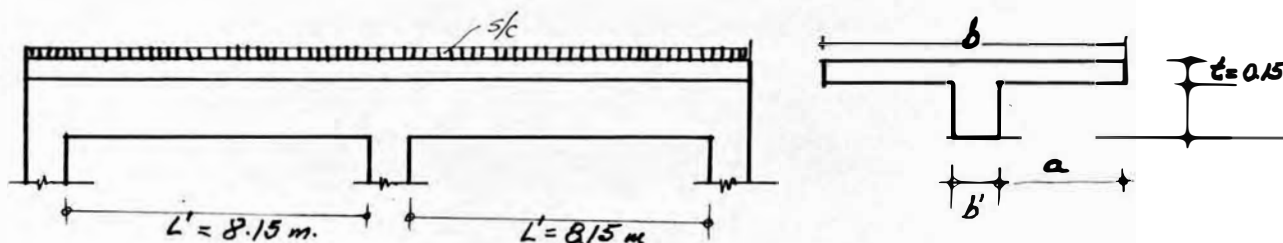
- Apoyo Central: Doblando la mitad los fierros del positivo

tendremos:  $\frac{6.74}{2} + \frac{6.74}{2} = 6.74 \text{ cm}^2$

Faltan:  $10.4 - 6.74 = 3.66 \text{ cm}^2$

Ponemos  $\phi_{ad} \frac{1}{2}'' @ 1.26/3.66 = 0.34 \text{ m.}$

C A L C U L O D E L A V I G A



Del dibujo que antecede i del plano respectivo, sacamos los siguientes datos:

$L' = 8.15 \text{ m.}$ , luz libre de la viga.

$l =$  luz libre de la losa.  $= 5.28 \text{ m.}$

$t = 15. \text{ cms.}$ , espesor de la losa.

$b' = 35. \text{ cms.}$ , ancho inferior de la viga.

Como la viga en cuestión, la calcularemos como viga T, como veremos mas adelante, hallaremos el ancho superior  $b$ , que según las Normas tomaremos el menor de las tres desigualdades sgtes:

$b \leq 16 t + b' \longrightarrow 16 \times 0.15 + 0.35 = 2.75 \text{ m.}$

$b \leq l + b' \longrightarrow 5.28 + 0.35 = 5.63 \text{ m.}$

$b \leq L/4 \longrightarrow 8.14/4 = 2.04 \text{ m.}$

Tomaremos pues  $b = 2.04 \text{ m.}$

Comprobaremos también que el ala de la viga T, sea menor que 8 veces el espesor de la losa ( $8 \times 0.15 = 1.20 \text{ m.}$ ) i que mitad de la luz libre de la losa ( $5.28 / 2 = 2.64 \text{ m.}$ ). En efecto, el ala  $a$  citado vale  $\frac{2.04 - 0.35}{2} \equiv 0.85 \text{ m.} < 1.20 \text{ m.}$  Bien.

Cargas que inciden sobre la viga: losa con su sobrecarga i el peso propio:

$$\begin{aligned} \text{Peso muerto de la losa: } & 5.58 \times 1. \times 0.15 \times 2400 = \\ & = 2010. \text{ kg./m.l.} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de la sobrecarga: } 5.58 \times 1. \times 150 = 840. \text{ Kg./m.l.}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio del alma: } & 0.35 \times 0.35 \times 1. \times 2400 = \\ & = 290. \text{ Kg./m.l.} \end{aligned}$$

O sea que la carga total es  $w = 3140. \text{ Kg. /m.l.}$

CALCULO DE MOMENTOS.- Por las mismas consideraciones anotadas en la losa, emplearé los mismos coeficientes aproximados; ya que la rigidez de la columna sobre la de la viga me dá una relación menor que 8, usaré siempre el coeficiente  $1/9$  en vez de  $1/12$  en el apoyo central.

El momento en el centro del tramo, será:

$$+M_2 = 1/14. wL^2 = \frac{3140 \times 8.15^2}{14} = 14900. \text{ Kg.m.}$$

El momento en los apoyos exteriores :

$$-M_1 = 1/16. wL^2 = \frac{3140 \times 8.15^2}{16} = 13000. \text{ Kg.m.}$$

I en los apoyos interiores :

$$-M_3 = 1/9. wL^2 = \frac{3140 \times 8.15^2}{9} = 23100. \text{ Kg.m.}$$

Calculando la viga como si fuera rectangular, la altura útil es

$$d = \sqrt{\frac{M_3}{Kb}} = \sqrt{\frac{2310000}{11 \times 35}} = 77. \text{ cms. } > 45 \text{ cms.}$$

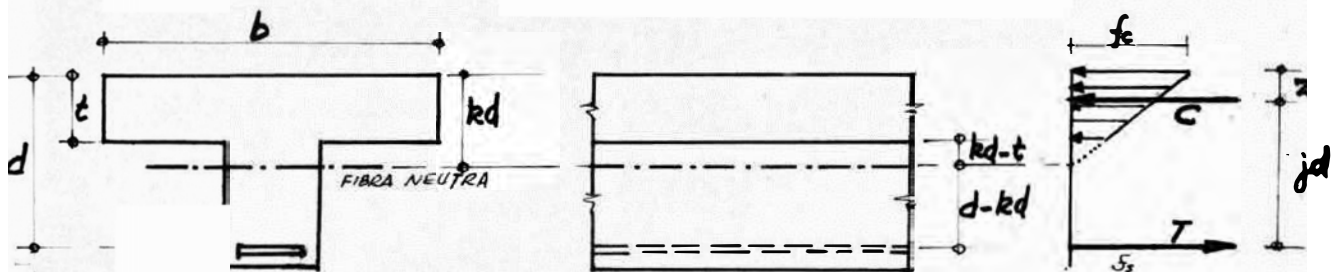
ó sea que necesita una mayor altura útil que la asumida.

La posición del eje neutro de la viga, está dada por:

$$t' = k.d = 0.403 \times 45. = 18.2 \text{ cms. } > 15. \text{ cms.}$$

quiere decir que la fibra neutra corta al nervio de la viga ,

i como ya vimos, que diseñaremos con la altura o peralte adoptado, tendremos que calcular la viga como "T" ( $t > t$ ).  
(El valor de k, se ha tomado admitiendo un diseño equilibrado.



La distancia de la fibra superior a la resultante de los esfuerzos de compresión del concreto, despreciando estos esfuerzos en el nervio de la viga, está dada por  $z$  ;

$$z = \frac{t}{3} \cdot \frac{3kd - 2t}{2kd - t} \quad ; \text{ que reemplazando con los datos}$$

tenemos 
$$z = \frac{15}{3} \cdot \frac{3 \times 0.403 \times 45 - 2 \times 15}{2 \times 0.403 \times 45 - 15} = 5.76 \text{ cms.}$$

El ancho  $b$  de compresión necesario, viene dado por la fórmula:

$$b_{nec.} = \frac{2M.k.d}{f_c.t.j.d.(2kd - t)}$$

que reemplazando con los valores conocidos, i sabiendo que :

$$j.d = d - z, \text{ tenemos :}$$

$$b_{nec.} = \frac{2 \times 1490000 \times 0.403 \times 45}{63 \times 15 (45 - 5.76) (2 \times 0.403 \times 45 - 15)}$$

$$b_{nec.} = 69. \text{ cms.} < 204. \text{ cms.}$$

o sea que no se necesita acero en compresión.

Como vemos, el esfuerzo de trabajo del concreto  $f_c$  se ha tomado en :

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \times 140 = 63. \text{ Kg./cm}^2.$$

AREAS DE ACERO.- Empleamos la misma fórmula expuesta en el caso de la losa:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{f_s (d-z)}$$

En el positivo tenemos:

$$A_{s2} = \frac{1490000}{1400 \times (45. - 5.76)} = 27.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 1\frac{1}{4}'' + 1 \phi 3/4''$$

En el apoyo exterior:

$$-A_{s1} = \frac{1300000}{1400 \times 0.866 \times 45.} = 23.9 \text{ cm}^2$$

Suben del positivo  $1 \phi 1\frac{1}{4}'' + 1 \phi 3/4''$  que dan  $10.8 \text{ cm}^2$  i faltan  $23.9 - 10.8 = 13.1 \text{ cm}^2$ . Pondremos acero adicional:

$$2 \phi 1'' + 1 \phi 3/4''$$

En el apoyo interior:

$$-A_{s3} = \frac{2310000}{1400 \times 0.866 \times 45.} = 42.4 \text{ cm}^2.$$

Suben del positivo de ambos tramos  $2 \phi 1\frac{1}{4}'' + 2 \phi 3/4''$  que dan  $21.6 \text{ cm}^2$ ., faltan  $20.8 \text{ cm}^2$ . por el que pondremos acero adicional  $\rightarrow 4 \phi 1''$

ESFUERZO CORTANTE.- El corte máximo se produce en la cara del apoyo interior, i cuyo valor es de:

$$V = 0.575 wL' = 0.575 \times 3140 \times 8.15 = 14500. \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante unitario es:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{14500}{35 \times 0.866 \times 45} = 10.65 \text{ Kg./cm}^2 > 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

i que representa el 7.6% de la carga de rotura del concreto o sea:  $v = 0.076 f'_c$

Este valor es a su vez menor que  $0.08 f'_c$ , razón por la que el corte remanente debe de ser tomado solamente por el cálculo de estribos.



La arma dura principal será con anclaje especial, o sea que terminará en gancho, porque el corte unitario es además mayor que  $0.06 f'_c$ .

El corte que resiste o toma el concreto está dado - por:  $V_c$ :

$$V_c = 0.03 f'_c bjd \quad \text{que reemplazando don los datos:}$$

$$V_c = 0.03 \times 140 \times 35 \times 0.866 \times 45 = 5720. \text{ Kg.}$$

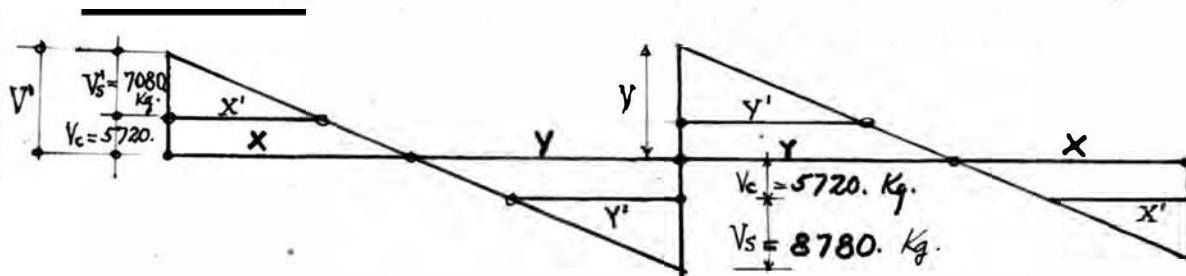
El corte remanente, o sea el que tiene que ser tomado por los estribos, será:

$$V_s = V - V_c = 14500 - 5720 = 8780. \text{ Kg.}$$

De igual manera, el corte remanente en las craras interiores de los apoyos extremos, será :

$$V'_s = 0.5 wL' - 0.03 f'_c bjd$$

$$V'_s = 0.5 \times 3140 \times 8.15 - 5720 = 12800 - 5720 = 7080 \text{ kg}$$



Halaremos en seguida, las distancias  $X'$  e  $Y'$  hasta las que hay que poner los estribos en los apoyos exterior exterior respectivamente. El punto de corte nulo estará a la distancia  $X$  del apoyo exterior, i a  $Y$  del apoyo interior; éstos valores deben de satisfacer las siguientes dos ecuaciones, las que resolviéndolas simultáneamente, nos darán los valores :

$$X/Y = 0.5 / 0.575 \dots\dots\dots(1)$$

$$X + Y = 8.15 \text{ metros.} \dots\dots\dots(2)$$

De donde, X = 3.80 m.

$$Y = 4.35 \text{ m.}$$

Por comparación de triángulos semejantes, hallamos:

$$X' = \frac{3.80 \times 7080}{12800} = 2.10 \text{ m,}$$

$$Y' = \frac{4.35 \times 8780}{14500} = 2.64 \text{ m.}$$

La separación máxima de los estribos, según las Normas será:  $d/4 = 45/4 = 11. \text{ cm.}$

Tomando estribos de  $\phi 3/8"$  i de 2 ramas, tenemos que la distancia entre estribos será:

-En el apoyo interior:

$$s_i = \frac{2a_s \cdot f_s \cdot jd}{V_s} \quad \text{donde } a_s = \text{área transversal del estribo.}$$

$$s_i = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{8780} = 9. \text{ cm.} < 11. \text{ cm.}$$

Bien.

El primer estribo se colocará a 4.5 cms.

-En el apoyo exterior:

$$s_e = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 45}{7080} = 11. \text{ cm igual al}$$

espaciamiento máximo, o sea que no está mal. El primer estribo irá a 5.5 cms.

CHEQUEO DE ADHERENCIA.- Ya hemos visto anteriormente que el pe

rímetro mínimo necesario por adherencia está dada por

la fórmula:

$$\sum o = \frac{V}{u \cdot j \cdot d}$$

-En el negativo: en este caso, el valor del corte V

se toma en la cara del apoyo:

-En el apoyo interior, tendremos:

$$-\sum_0 = \frac{14500.}{10.5 \times 0.866 \times 45} = 35. \text{ cms.}$$

Disponemos en este apoyo de

2  $\phi 1\frac{1}{2}$ " que dan un perímetro de 20. cms,

2  $\phi 3/4$ " que dan un perímetro de 12. cms.

4  $\phi 1$ " que dan un perímetro de 32. cms.

Total tenemos .....64. cm. > 35.cm.

o sea que tenemos con exceso.

- En el apoyo exterior, tendremos:

$$-\sum_0 = 35. \times \frac{12800}{14500} = 31. \text{ cms.}$$

Disponemos de 1  $\phi 1\frac{1}{2}$ " que dá un perímetro de 10. cms.

2  $\phi 3/4$ " que da un perímetro de 12. cms.

2  $\phi 1$ " que da un perímetro de 16. cms.

Total tenemos..... 38. cm. ~~31~~.cm.

o sea que también tenemos con exceso.

-En el positivo: en este caso el chequeo se debe de hacer en el punto de inflexión, o sea que tomaremos el valor del corte en ese punto, pudiendo las barras que sobran doblar se llevándolo al negativo, o cortarlas.

Disponemos en este caso de 3  $\phi 1\frac{1}{2}$ " que dan 30. cm.

1  $\phi 3/4$ " que da 6. cm.

Total tenemos ....36. cm.

i como el corte en punto de inflexión va a ser menor que el máximo en la cara del apoyo, el perímetro necesario va a ser menor que 35. cm., luego el perímetro hallado cumple con exceso.

DOBLADO DE LA ARMADURA.- Tratándose de vigas, se recomienda hacer el doblado, hallando los puntos de inflexión del diagrama de momentos.

-Para el positivo: el punto de inflexión, se halla a una distancia  $X'$  de la cara del apoyo, dado por la fórmula :

$$X' = \frac{L'}{2} \left( 1. - \sqrt{\frac{M'}{M_i}} \right)$$

donde  $L'$  es la luz libre de la viga;  $M'$  es momento considerado en el positivo (coeficiente);  $M_i$  es el momento positivo considerando a la viga apoyado libremente en sus extremos o sea  $1/8 wL^2$ . En nuestro caso  $M'$  es  $1/14. wL$ . Reemplazando :

$$X' = L'/2 \left( 1. - \sqrt{\frac{1/14}{1/8}} \right) = 0.125 L'$$

$$X' = 0.125 \times 8.15 = 1.02 \text{ m.}$$

-Para el negativo: el punto de inflexión está a una distancia  $X'$  de la cara del apoyo, dado por la fórmula :

$$X' = \frac{L'}{2} \left( 1. - \sqrt{\frac{M_i - M''}{M_i}} \right)$$

donde  $M''$  es el momento negativo considerado. Reemplazando :

-Para el apoyo exterior:

$$X' = L'/2 \left( 1. - \sqrt{\frac{1/8 - 1/16}{1/8}} \right) = 0.175 L'$$

$$X' = 0.175 \times 8.15 = 1.43 \text{ m.}$$

El anclaje de esta armadura es  $12\phi = 12 \times 3.1 = 37. \text{cms.}$  Luego el largo total de cada barra adicional irá hasta  $1.43 + 0.37 = 1.80 \text{ m.}$

-Para el apoyo interior:

$$X' = L/2 \left( 1. - \sqrt{\frac{1/8 - 1/9}{1/8}} \right) = 0.333 L'$$

$$X' = 0.333 \times 8.15 = 2.72 \text{ m.}$$

El anclaje es de  $12 \phi_{1/4} = 12 \times 3.1 = 37. \text{ cms.}$  Luego la barra se prolongará hasta  $2.72 + 0.37 = 3.09 \text{ m.}$  desde la cara del apoyo interior.

El doblado i colocación de la armadura puede verse en el plano respectivo.

### C A L C U L O      D E L      M U R O      I N T E R I O R

Como ya dijimos anteriormente, llamamos muro interior al que va a estar sujeto al empuje de tierras por su cara exterior i al empuje del agua por su cara interior. Además, como el reservorio tendrá dos cámaras con el objeto de vaciar una de ellas para efectuar la limpieza, sin interrumpir el servicio, se tendrá que calcular este muro para el caso de que se encuentre vacío i luego para el caso de que se encuentre lleno de agua i que son los casos más desfavorables.

Todo el cálculo se hará para un metro lineal de muro.

#### PRIMER CASO : TANQUE VACIO.-

En este caso calcularemos solamente con el empuje de tierras .

Empuje de tierras.- Hallaremos según la teoría de Rankine, q'

supone que el material es homogéneo i granular sin cohesión. La expresión del empuje que ejerce la tierra sobre un muro, está dado por la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 . C$$

donde  $w$  es el peso por metro cúbico de la tierra;  $h$  es la altura de la tierra que se apoya sobre el muro;  $i$   $C$  es un valor constante para cada calidad de material  $i$  que varía según el ángulo  $\theta$  de reposo del material (talud)  $i$  con el ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal  $\alpha$ ; éstos valores de  $C$  están tabulados para valores de  $\theta$   $i$   $\alpha$ . Este empuje se aplica a  $1/3$  de la altura del muro.

Siendo el terreno de la zona del reservorio, un conglomerado con cantos rodados, lo asimilo al rubro de arena,  $q'$  por estar cercano a un manantial ("Huacurragra") será húmeda. En una tabla de las copias de "Puentes de Albañilería" del ingeniero Juan Quiroga, encuentro que el ángulo  $\theta$  es de  $25^\circ$ ,  $i$   $q'$  su peso unitario es de  $1900 \text{ Kg./m}^3$ . De igual manera, para el ángulo  $\theta$  hallado  $i$  para el talud superficial del relleno 3:1 (horizontal  $i$  vertical respectivamente), tenemos en las mismas copias citadas, el valor de la constante  $C = 0.52$ .

Con esto ya podemos calcular el empuje de tierras.

La altura  $h$ , la fijamos de esta manera: consideramos un tirante de agua de 3.30 m.; luego tendremos una altura de 0.20 m. libres entre la superficie del agua  $i$  la cara inferior de la viga "T" ya diseñada;  $i$  por último consideramos el peralte total de la viga que es de 0.50 m. Luego la altura de cálculo será incluyendo 0.60 m. de zapata

$$0.60 + 3.30 + 0.20 + 0.50 = 4.60 \text{ m.}$$

Reemplazando los valores hallados en la fórmula del empuje, tenemos:

$$E = 1/2 \cdot 1900 \cdot 4.6^2 \cdot 0.52 = 9900 \text{ Kg.}$$

Esta fuerza irá aplicada a la altura  $4.6/3 = 1.53$  m. de la base de la zapata; su dirección será paralela a la superficie del relleno. Descomponiendo este empuje en sus componentes horizontal i vertical tenemos:

$$E_h = E \cdot \cos \alpha = 9900 \times 3/3.2 = 9300. \text{ Kg.}$$

$$E_v = E \cdot \text{sen } \alpha = 9900 \times 1/3.2 = 3100. \text{ Kg.}$$

ESTABILIDAD DEL MURO.- Dándonos el perfil del muro mostrado en el gráfico N° 8, calculamos el peso del muro i la posición de la resultante vertical, respecto al punto A:

	Pesos en Kg.	Brazo	Momento (
Muro Vertical	$0.40 \times 4 \times 1 \times 2400 = 3840$	3.20 m	12270. Kg.m
Zapata	$0.6 \times 3.7 \times 1 \times 2400 = 4450$	1.85 "	8230. "
$H_v$	$3100. = 3100$	3.40 "	10500. "
	Totales	11390.	31000.

La resultante vertical estará a la distancia

$$x = \frac{31000}{11390} = 2.72 \text{ m. del punto A.}$$

La distancia m será:

$$m = \frac{9300 \times 1.53}{11390} = 1.22 \text{ m.}$$

La excentricidad será:

$$e = \frac{3.70}{2} - 2.72 + 1.22 = 0.35 \text{ m.}$$

La excentricidad máxima debe ser igual a la sexta parte de la base, para que no se presenten esfuerzos de tracción, o sea :

$$e_{\text{máx}} = \frac{3.70}{6} = 0.62 \text{ m.} > 0.35 \text{ m.} \quad \text{Bién.}$$

Coeficiente de volteo.- Es la relación entre el momento resistente i el de volteo. Debe de ser 2, por lo menos, -

**RESERVORIO VACIO**

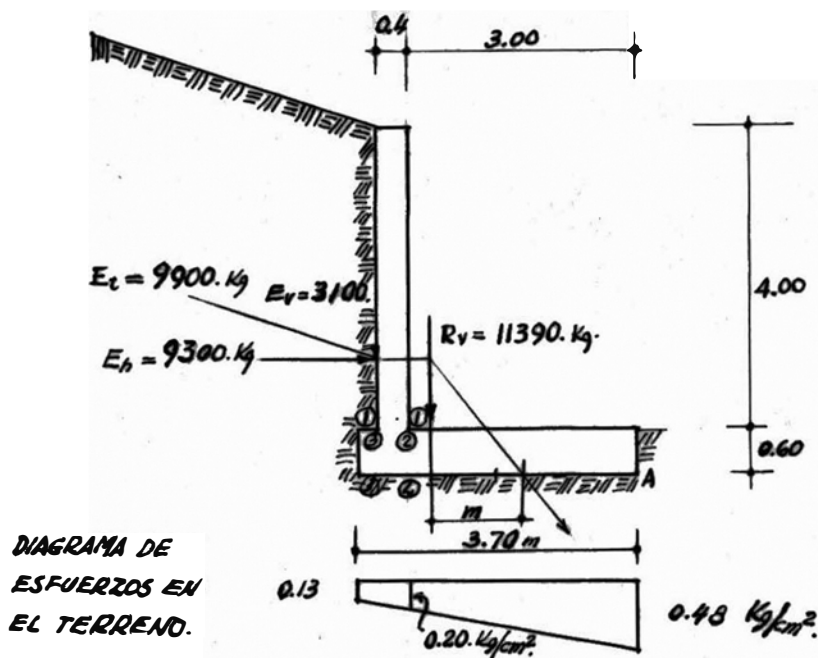


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

**RESERVORIO LLENO**

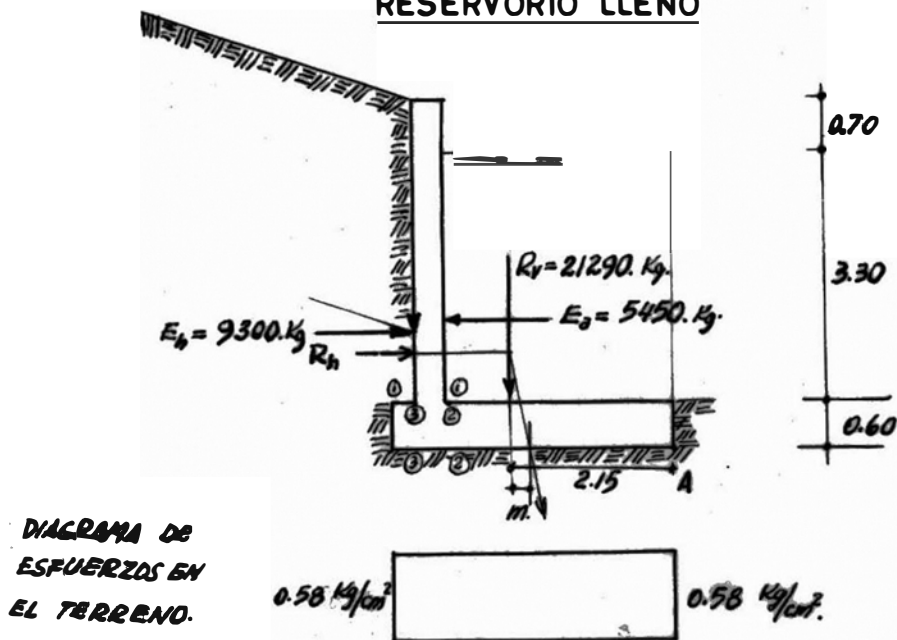


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

U. N. I.

**MURO INTERIOR**

Carlos Alarcón Picón P. I. C. 1958.  
Grafico N° 8.



para una buena seguridad:

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} = \frac{11390 \times 2.72}{9300 \times 1.53} = 2.22 \text{ Bien.}$$

Esfuerzos en el terreno.- Están dadas por la fórmula :

$$s = \frac{P}{A} \left( 1. \pm \frac{6e}{b} \right)$$

donde P es la resultante vertical de todas las fuerzas; A es el área de la base de la zapata; e, la excentricidad i b, el largo de la zapata. Reemplazando, i separando el doble signo:

$$s = \frac{11390}{37000} \left( 1. \pm \frac{6 \times 35}{370} \right) = 0.307 \left( 1. \pm 0.57 \right)$$

$$s_{\text{máx}} = 0.307 \left( 1. + 0.57 \right) = 0.482 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$s_{\text{mín}} = 0.307 \left( 1. - 0.57 \right) = 0.130 \text{ Kg./cm}^2.$$

Como vemos el esfuerzo máximo que va a resistir el terreno es muy bajo i no llega á 4.0 Kg./cm<sup>2</sup>, valor adoptado de resistencia del terreno.

CALCULO DE LA SECCION 1-1 .- Calculamos como un voladizo en el que actúa el empuje de tierras, en una altura de 4m.

El valor del empuje es :

$$E = \frac{1}{2} wh^2C = \frac{1}{2} 1900 \times 16 \times 0.52 = 7900. \text{ Kg.}$$

$$E_h = 7900 \times 3/3.2 = 7400. \text{ Kg.}$$

$$E_v = 7900 \times 1/3.2 = 2460. \text{ Kg.}$$

El momento en la sección dada será:

$$M_{1-1} = E_h \cdot \text{brazo} = 7400 \times 1.33 = 9850. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M_{1-1}}{Kb}} = \sqrt{\frac{985000}{11 \times 100}} = 30. \text{ cms.}$$

El espesor total será: 30. + 6. (recubr.) = 36.cm. < 40.cm.

asumidos. Tomamos el valor asumido de h=40.cm. luego d=34.cm.

Cálculo de la armadura vertical.- Tenemos que:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot jd} = \frac{985000}{1400 \times 0.866 \times 34} = 24.0 \text{ cm}^2.$$

para el que ponemos  $\phi 7/8" @ 16. \text{ cms.}$

Esta armadura se colocará sólo hasta la tercera parte de la altura del muro, prolongándose luego la mitad de la armadura para los 2/3 superiores, ya que la expresión del momento varía con la tercera potencia de la altura del relleno.

En efecto:

$$M = \frac{1}{2} w h^2 C \cdot \cos \alpha \cdot \frac{h}{3} = 1/2 \cdot 1900 \times 0.52 \times \frac{3}{3.2} \frac{h^3}{3}$$

$$M = 154.5 h^3$$

Para  $h = \frac{2}{3} 4.00 = 2.66$  metros, el momento vale  $M = 154.5 \times 2.66^3$

o sea  $M = 2940. \text{ Kg.m.} < \frac{9850. \text{ Kg.m.}}{2}$

lo que significa que la armadura prolongada para los dos tercios superiores, es mucho mayor de la que se necesita, pero lo colocamos así por seguridad.

Armadura de temperatura.- Hacemos notar que la armadura calculada

más arriba se colocará en la cara del muro donde recibe el empuje de tierras. Perpendicularmente a éstas se colocará la armadura de temperatura, con la cuantía mínima de:

$$A_s = 0.003 b \cdot d = 0.003 \times 100 \times 34 = 10.2 \text{ cm}^2.$$

ponemos  $\phi 5/8" @ 19. \text{ cms.}$

-En la cara libre: según el Reglamento, se pondrá armadura mínima ó sea  $10.2 \text{ cm}^2$ . tanto horizontal como vertical; ponemos en este caso  $\phi 3/4" @ 28. \text{ cms.}$

Nota.- Notamos que la armadura vertical principal es mayor que la mínima.

CHEQUEO AL CORTE.- El corte total máximo será el empuje horizontal o sea

$$V = 7400. \text{ kg.}$$

El esfuerzo unitario correspondiente será:

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{7400}{100 \times 0.866 \times 34} = 2.51 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

o sea que todo el corte los toma el concreto.

CHEQUEO DE ADHERENCIA.- El perímetro necesario será:

$$\sum o = \frac{V}{u_j d} = \frac{7400}{10.5 \times 0.866 \times 34} = 24. \text{ cms.}$$

Se dispone de  $\phi 7/8$ " @ 16.cm o sean 6  $\phi 7/8$ " por metro lineal de muro, que dan  $6 \times 7 = 42. \text{ cm. de perímetro} > 24. \text{ cm. Bien.}$

SECCION 2-2 DE LA ZAPATA.- Calcularemos también como un voladizo, en la que actúa la reacción del terreno i el peso propio de la zapata.

Momento en la sección.- Tomaremos el que produzca la reacción del terreno (hacia arriba), sin tomar en cuenta el momento producido por el peso propio. Como la reacción aludida es de forma trapezoidal, lo descomponemos en una reacción uniforme i otra triangular, cuyos valores pueden verse en el gráfico.

Pesos en Kg.	Brazo.	Momento.
P. rectangular $0.20 \times 300 \times 100. = 6000.$	1.50 m.	9000. Kg.m.
P. triangular $0.28 \times \frac{300}{2} \times 100. = 4200.$	2.00 m.	8400. "
Total reacción 10200. Kg		17400. Kg.m

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1740000}{11 \times 100}} = 40. \text{ cms.}$$

La altura total sería:  $40 + 7.5 = 47.5 < 60. \text{ cm.}$

Tomamos  $h = 60$ . cm. i  $d = 52$ . cm. como corroboraremos más a delante.

Área de acero.- Aplicando la fórmula ya conocida, tenemos:

$$A_s = \frac{1740000}{1400 \times 0.866 \times 52} = 27.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1" @ 18 \text{ cm.}$$

Chequeo al corte.- El corte máximo es  $V = 10200$ . Kg.

El esfuerzo cortante correspondiente será:

$$v = \frac{10200}{100 \times 0.866 \times 52} = 2.27 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg./cm}^2.$$

o sea que no necesitamos colocar estribos, salvo para razones de la construcción, que para tal efecto ponemos  $\phi 1/2" @ 50$  cm.

Chequeo a la adherencia.- El perímetro mínimo necesario será:

$$\Sigma o = \frac{10200}{10.5 \times 0.866 \times 52} = 21.5 \text{ cm.}$$

Disponemos de  $\phi 1"$  que dan  $5.5 \times 8 = 44$ . cm.  $> 21.5$  cm. Bien.

SEGUNDO CASO : RESERVORIO LLENO.-

En este caso el muro estará sujeto tanto al empuje de la tierra, como al del agua, al peso del agua i por supuesto a la acción de su peso. Todas las fuerzas nombradas son conocidas, con excepción del empuje del agua.

Empuje hidrostático.- Está dado por la fórmula

$$E_a = \frac{1}{2} wh^2$$

Donde  $w$  es la densidad del agua, que se toma en  $1000$ . Kg./m<sup>3</sup>.

i  $h$  es la altura o tirante del líquido que actúa sobre el muro que hemos tomado en  $3.30$  metros. Reemplazando estos valores :

$$E_a = \frac{1}{2} 1000 \times 3.3^2 = 5450. \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación de este empuje, se encuentra a  $1/3$  del

tirante, ésto es  $\frac{3.3}{3} = 1.10$  m. sobre el fondo. Como es sabido, la dirección del empuje será horizontal (pared vertical).

Peso del agua.- El peso del agua que se encuentra sobre la zapata, será:

$$P_a = whx. = 1000 \times 3.3 \times 3.0 = 9900. \text{ Kg.}$$

ESTABILIDAD DEL MURO.- La posición de la resultante vertical de todas las fuerzas que actúan sobre el muro, respecto al punto A, será  $\underline{x}$  :

Pesos en Kg.	Brazo.	Momento.
Resultante caso anterior 11390.	2.72 m.	31000. Kg.m.
Peso del agua 9900.	1.50 m.	14850. "
Totales 21290.		45850. Kg.m.

$$x = \frac{45850}{21290} = 2.15 \text{ m.}$$

- Resultante horizontal será :

$$R_h = E_{th} - E_a = 9300. - 5450. = 3850. \text{ Kg.}$$

i su posición con respecto a la base inferior de la zapata será:

$$x' = \frac{5450 \times 1.70 - 9300 \times 1.53}{5450 - 9300} = 1.29 \text{ m.}$$

La distancia  $\underline{m}$  será :  $m = \frac{1.29 \times 3850}{21290} = 0.25 \text{ m.}$

La excentricidad será:  $\frac{3.70}{2} - 2.15 + 0.25 = 0.00 \text{ m.}$

o sea que el diagrama de presiones en el terreno es un rectángulo.

Esfuerzo en el terreno.- En este caso estará dado por:

$$s = \frac{P}{A} = \frac{21290}{370 \times 100} = 0.58 \text{ Kg./cm}^2 < 4.0 \text{ Kg./cm}^2. \text{ Bien.}$$

Coeficiente de seguridad al volteo.- Ya dijimos que es la relación del momento resistente sobre el de volteo:

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} = \frac{21290 \times 2.15}{3850 \times 1.29} = 9.1 > 2. \text{ Bien.}$$

CALCULO DE LA SECCION 1-1.- Como la resultante de las fuerzas horizontales tiene el sentido del empuje de tierras, el momento en este segundo caso, tendrá también el mismo sentido que el caso anterior, pero sí numéricamente menor, pues el empuje resultante i su brazo resultan menores que en el caso citado. En efecto:

$$M_{1-1} = R_h \cdot (1.29 - 0.60) = 3850 \times 0.69 = 2650. \text{ Kg.m.}$$

◀ 9850. Kg.m. hallado en el primer caso.

Lo que nos indica que esta sección se construirá con la armadura calculada en el caso anterior.

CALCULO DE LA SECCION 2-2.- Para mayor seguridad, calcularemos armaduras tanto para la parte superior como para la inferior de la zapata; haciendo actuar las fuerzas hacia abajo solamente para hallar la armadura superior i las fuerzas hacia arriba para la armadura inferior.

a) ARMADURA SUPERIOR.- Con las fuerzas hacia abajo, tenemos :  
Momentos.- El siguiente es el cuadro de cálculos :

Fuerzas en Kg.	Brazo.	Momento.
Peso del agua $3.3 \times 3. \times 1000 = 9900.$	1.50 m.	14825. Kg m
Peso zapata $0.6 \times 3. \times 2400 = 4300.$	1.50 m.	6500. "
Totales 14200.		21300. Kg.m.

En el caso anterior, el momento hacia abajo estaba dado por sólo el peso propio de la zapata, o sea correspondía solamente a una parte del momento hallado en este caso, razón por la

tendremos que hacer el siguiente cálculo, el que se tomará para la construcción.

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{2130000}{11 \times 100}} = 44. \text{ cm.} < 60. \text{ cms. que hemos considerado.}$$

Tomaremos pues  $h = 60. \text{ cm.}$  i  $d = 52. \text{ cm.}$

Area de acero.- Para el momento considerado, tenemos:

$$A_s = \frac{2130000}{1400 \times 0.866 \times 52} = 33.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1" @ 15. \text{ cm.}$$

Armadura de repartición i temperatura: ponemos el área mínima:

$$A_{st} = 0.003 \times 100 \times 52 = 15.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/4" @ 18. \text{ cm.}$$

Chequeo al corte.- El corte máximo es  $V = 14200. \text{ Kg.}$

El corte unitario será:

$$v = \frac{14200}{100 \times 0.866 \times 52} = 3.15 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg./cm}^2.$$

o sea que no necesita estribos.

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo necesario, será:

$$\Sigma o = \frac{14200}{10.5 \times 0.866 \times 52} = 30. \text{ cm.}$$

Disponemos de  $\phi 1" @ 15. \text{ cm.}$  que dan  $6.35 \times 8 = 51. \text{ cm.} > 30. \text{ cm}$

o sea que estamos sobrados.

b) ARMADURA INFERIOR.- Hacemos actuar solamente a la reacción del terreno, que tendrá un sentido hacia arriba.

Momento.- Como en este caso, la reacción del terreno es uniforme é igual á  $0.58 \text{ Kg./cm}^2.$ , el momento será :

$$M = 0.58 \times 100 \times 300 \times 1.5 = 26100. \text{ Kg.m.}$$

Vemos que también este momento es mayor al hallado para encontrar la armadura inferior de la zapata en el caso del reservorio vacío ( $M = 17400. \text{ Kg.m.}$ ), seguiremos el cálculo de este caso para tomarlo para la construcción.

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{2610000}{11 \times 100}} = 48.7 \text{ cm.}$$

La altura total de la zapata sería:  $48.7 + 8. = 56.7 \text{ cm.}$

Tomaremos pues  $h = 60. \text{ cm.}$  i  $d = 52. \text{ cm.}$

Area de acero.- Para el momento hallado tenemos:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j d} = \frac{2610000}{1400 \times 0.866 \times 52} = 41.5 \text{ cm}^2.$$

por lo que pondremos  $\phi 1" @ 15. \text{ cms.}$  más un acero adicional de  $\phi 1" @ 66. \text{ cm.}$  Esto se tiene prolongando las barras de la parte superior de la zapata, que dan un área de  $33.8 \text{ cm}^2.$ , o sea que faltarían  $7.7 \text{ cm}^2.$  para completar al área pedida, que representan las barras adicionales mencionadas.

- Acero de repartición i temperatura : disponemos la mínima hallada, ó sea  $\phi 3/4" @ 18. \text{ cm.}$

Chequeo al corte.- La fuerza cortante máxima será:

$$V = 0.58 \times 100 \times 300 = 17400. \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante será:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{17400}{100 \times 0.866 \times 52} = 3.86 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

o sea que no necesita estribos, pero por razones de construcción disponemos estribos a sentimiento:  $\phi 1/2" @ 50. \text{ cm.}$

Chequeo de adherencia.- El perímetro necesario es:

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u j d} = \frac{17400}{10.5 \times 0.866 \times 52} = 37. \text{ cms.}$$

Tenemos  $41.5/5.07 = 8.2 \phi 1" \text{ que dan } 8.2 \times 8 = 65. \text{ cm} > 37. \text{ cm.}$

o sea que estamos bien.

NOTA.- Como parte de la losa de la cubierta descansa sobre el muro con un peso igual a



$$P_L = 0.15 \times 1. \times 2.93 \times 2400 + 2.93 \times 1. \times 150 =$$

$$P_L = 1500. \text{ Kg.}$$

deberíamos de haberlo considerado en los cálculos, pero su inclusión no repercutirá mayormente en el comportamiento del muro, pues cuando el reservorio está vacío la excentricidad disminuirá un tanto, favoreciendo por tanto a la estabilidad del muro; i en el caso del reservorio lleno aparecerá una excentricidad pequeña que no afectará al muro, porque en este caso no tenía excentricidad, i porque el peso 1500. Kg. es pequeño en relación al peso total hallado de 21290. Kg.

CALCULO DE LA SECCION 3-3.- Tendremos también dos casos i

a) Armadura superior: El momento hacia abajo lo producirán el peso de tierra del relleno i el peso de la zapata:

Pesos en Kg.		Brazo.	Momento.
Peso tierra	$0.30 \times 4. \times 1. \times 1900 = 2280.$	0.15 m.	341. Kg.m.
Peso zapata	$0.6 \times 0.3 \times 1. \times 2400 = 430.$	0.15 m.	65 Kg.m.
Totales			406 Kg.m.

b) Armadura inferior: El momento lo producirá la reacción del terreno, i es igual a:

$$M = 0.58 \times 30 \times 100 \times 0.15 = 261. \text{ Kg.m.}$$

El corte  $V = 0.58 \times 30 \times 100 = 1740. \text{ Kg.}$

- Como vemos tanto los cortes como los momentos en ambos casos, salen mucho menores que los hallados para la sección 2-2. Luego bastará prolongar sus armaduras por anclaje.

Armadura de chaflán.-  $A_{s.ch} = \sqrt{2} A_{s.vert. ext} = \sqrt{2} \times 10.2 =$   
 $= 14.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/4" @ 21. \text{ cms.}$

- El doblado de las armaduras, se ven en los planos.

C A L C U L O    D E L    M U R O    E X T E R I O R

Este muro se calculará solamente para resistir el empuje del agua. Como en el caso del muro ya diseñado, se tendrán dos casos, cuando el reservorio se encuentre vacío i lleno. En este muro incluiremos en el cálculo el peso de la losa que incide sobre él, ya que dicho peso se encuentra descentrado de la base de la zapata, i como tal ayudará al empuje hidrostático a aumentar la excentricidad, yendo en contra por consiguiente de su estabilidad. En el muro interior ocurría lo contrario; es por esta razón que no se le consideró.

Como en el caso anterior, el cálculo haremos para un metro de muro.

Cabe anotar así mismo que se hicieron varios tanteos para encontrar los perfiles de la solución.

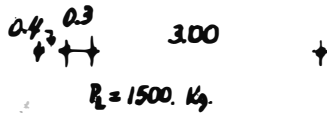
PRIMER CASO : RESERVORIO VACIO.-

Bastará en este caso comprobar la estabilidad del muro, o sea saber si su peso (línea de acción) pasa por el tercio central de la zapata, para cuidar que no se produzcan esfuerzos de tracción en la base, trayendo como consecuencia que la parte traccionada de ésta no se apoye en el terreno o sea no trabaje.

La resultante de todas las fuerzas verticales pasará a la distancia X del punto A (ver gráfico N° 9 ):

	Pesos en Kg.		Brazo.	Momento.
Peso del muro	$0.3 \times 4. \times 1. \times 2400$	$= 2880.$	3.15m	9070.Kg.m.
Peso zapata	$3.7 \times 0.6 \times 1. \times 2400$	$= 4450.$	1.85m	8220. "
Losa		$= 1500.$	3.15m	4720. "
	Totales	8830.		22010.KG.M.

### RESERVORIO VACIO



$R_v = 8830 \text{ Kg}$       4.00

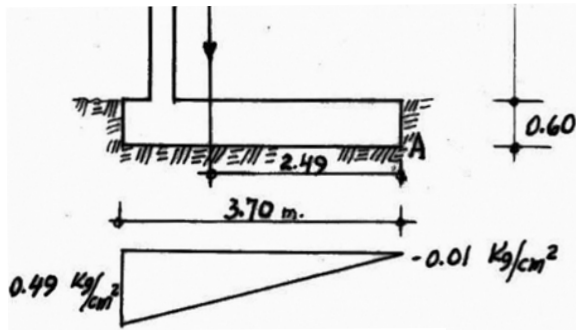


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

### RESERVORIO LLENO

$R_L = 1500$

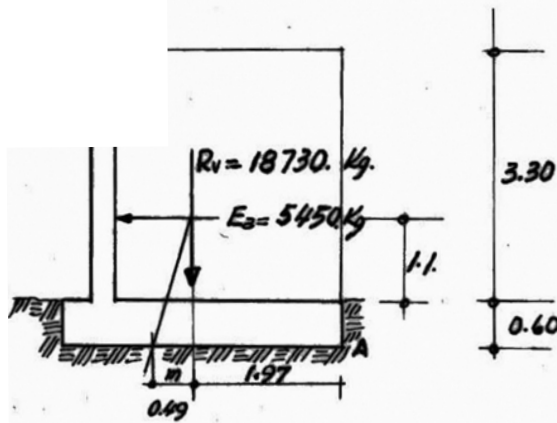
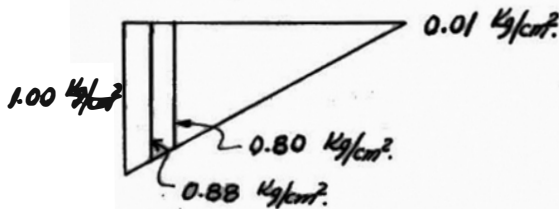


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.



U.N.I.

MURO EXTERIOR

Carlos Alarcón Picón P.I.  
 Grafico Nº9

De donde  $X = \frac{22010}{8830} = 2.49 \text{ m.}$

La excentricidad será  $e = 2.49 - \frac{3.70}{2} = 2.49 - 1.85 = 0.64 \text{ cm.}$

La excentricidad máxima es de  $3.7/6 = 0.62 \text{ m.}$

Como vemos, la excentricidad sale mayor que la máxima recomendable, pero en una cantidad ínfima que se puede aceptar; en efecto, hallando el valor de las presiones, encontramos que el valor de la tracción es prácticamente igual a cero:

$$s = \frac{P}{A} \left( 1. \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{8830}{37000} \left( 1. \pm \frac{6 \times 0.64}{3.70} \right)$$

De donde:

$$S_{\text{máx}} = 0.239 ( 1.+ 1.04 ) = 0.49 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$S_{\text{mín}} = 0.239 ( 1.- 1.04 ) = -0.01 \text{ Kg./cm}^2.$$

El ancho de zapata sometido al esfuerzo de tracción es 7. cm. partiendo del vértice A.

#### SEGUNDO CASO : RESERVORIO LLENO.-

Estará sujeto al peso del agua i al empuje de éste.

ESTABILIDAD.- Calcularemos la posición de la resultante de todas las fuerzas verticales. Para simplificar, agregaré a los resultados del cuadro anterior, los valores correspondientes al peso del agua:

	Pesos en Kg.	Brazo.	Momento.
Resultante parcial	8830	2.49m.	22010 Kg.m.
Peso del agua	$3.0 \times 1. \times 3.3 \times 1000 = 9900.$	1.50m.	14850. "
Totales	18730.		36860 Kg.m.

La distancia al punto A, de esta resultante será:

$$X' = \frac{36860}{18730} = 1.97 \text{ m.}$$

La distancia m es:  $m = \frac{E \cdot \text{a. brazo}}{\sum P} = \frac{5450 \times 1.70}{18730} = 0.49 \text{ m.}$

La excentricidad es:

$e = 1.97 + 0.49 - \frac{3.70}{2} = 0.61 \text{ m.}$  o sea que casi es igual a la excentricidad máxima aceptable que es 0.62 m. Bien.

Esfuerzos en el terreno.- Aplicando la fórmula de flexo compresión, tenemos:

$$s = \frac{P}{A} \left( 1. \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{18730}{37000} \left( 1. + \frac{6 \times 0.61}{3.70} \right)$$

$$s = 0.505 \left( 1. \pm 0.99 \right)$$

De donde  $s_{\text{máx}} = 0.505 \times 1.99 = 1.00 \text{ Kg./cm}^2.$

$$s_{\text{mín}} = 0.505 \times 0.01 = 0.01 \text{ Kg./cm}^2.$$

Notamos que el esfuerzo máximo es inferior a 4. Kg./cm<sup>2</sup>.

Coefficiente de seguridad al volteo.-

$$C_v = \frac{P_v}{E_a} \left( \frac{3.70 - 1.97}{1.70} \right) = \frac{18730 \times 1.73}{5450 \times 1.70} = 3.7 \text{ Bien.}$$

CALCULO DE LA SECCION 1-1.- Calcularemos como un voladizo, en el que actúa el empuje del agua, que como ya hemos visto anteriormente tiene un valor de 5450. Kg., aplicado a 1.10 m. sobre la base del muro.

Momento.- Este será el producto del empuje hidrostático por su brazo o distancia a la sección considerada:

$$M_{1-1} = 5450 \times 1.10 = 6000. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil requerida será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{600000}{11 \times 100}} = 23.4 \text{ cm.}$$

El peralte total sería  $h = 23.4 + 6. = 29.4 \text{ cm.}$

Tomamos  $h = 30. \text{ cm.}$  i  $d = 24. \text{ cm.}$

Area de acero.- Para el momento considerado, necesitamos

$$A_s = \frac{M}{F_s \cdot jd} = \frac{600000}{1400 \times 0.866 \times 24} = 20.7 \text{ cm}^2.$$

Para este efecto ponemos  $\phi 3/4'' @ 14. \text{ cm.}$  Esta armadura se colocará en la cara interior del muro, e irá solamente hasta la tercera parte de la altura, donde se cortarán la mitad de las barras, prolongándose la otra mitad para los dos tercios superiores del muro, por la razón expuesta en el cálculo de esta armadura del muro interior.

Armadura horizontal: colocaremos solamente la cantidad mínima, para efectos de repartición i temperatura:

$$A_{st} = 0.003 bd = 0.003 \times 100 \times 24 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

para este efecto colocamos  $\phi 1/2'' @ 18. \text{ cm.}$  en la cara interior del muro.

En la cara libre: se pondrá armadura mínima tanto horizontal como vertical, según el Reglamento. Es costumbre poner en esta cara  $\phi$  de  $5/8''$ .

$$A_{s_{hor.}} = A_{s_{vert.}} = 7.2 \text{ cm}^2. \rightarrow \phi 5/8'' @ 27. \text{ cm.}$$

Chequeo al corte.- El corte máximo en este caso será el empuje del agua, o sea :  $V = 5450. \text{ Kg.}$

El esfuerzo cortante unitario será:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{5450.}{100 \times 0.866 \times 24} = 2.62 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Bien.

Chequeo de adherencia.- El perímetro necesario es:

$$\sum_o = \frac{V}{u_j d} = \frac{5450.}{10.5 \times 0.866 \times 24} = 25. \text{ cms.}$$

Disponemos  $\phi 3/4'' @ 14. \text{ cm.}$  que dan  $7.2 \times 6 = 43. \text{ cm.} > 25. \text{ cm}$  que satisface en exceso.

CALCULO DE LA SECCION 2-2.- Como en el cálculo del muro interior, calcularé armaduras para la parte superior i para la inferior de la zapata.

a) ARMADURA SUPERIOR.- Se calculará con el peso del agua, i el peso propio de la zapata, considerando como si no actuara la reacción del terreno.

Como tenemos la misma sección de zapata, i el mismo tirante de agua, la armadura será la misma que en el caso del muro interior. cuando el reservorio está lleno.

$$A_s = 33.8 \text{ cm}^2.$$

Colocaremos  $\phi 1" @ 27 \text{ cm}$ . (doblando de la parte inferior, como veremos más adelante) i un acero adicional de  $\phi 1" @ 30 \text{ cm}$  que equivale a  $33.8 - 19.0 = 14.8 \text{ cm}^2$ .

La armadura de repartición i temperatura, será igual a la del caso citado.

b) ARMADURA INFERIOR.- Calculamos con la reacción del terreno, cuyos valores pueden verse en el diagrama N° 9.

Corte i Momento.- El corte máximo es:

$$V = \frac{0.81}{2} \times 300 \times 100 = 12000. \text{ Kg.}$$

El momento será el producto del corte por su brazo de palanca, que en este caso es 1.00 m. (diagrama triangular practicamente)

$$M = 12000 \times 1.00 = 12000. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{12000}{11. \times 100}} = 33. \text{ cms} < 52. \text{ cm.} \text{ Bien.}$$

Area de acero.- Con el peralte considerado, tenemos:

$$A_s = \frac{1200000}{1400 \times 0.866 \times 52} = 19.0 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1" @ 27. \text{ cm.}$$

Chequeo al corte.- El esfuerzo unitario de corte es :

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{12000}{100 \times 0.866 \times 52} = 2.7 \text{ Kg./cm}^2$$

que sale menor que el máximo admisible para no disponer de es-  
tribos ( 4.2 Kg./cm<sup>2</sup> ). Sin embargo por razón de la construc-  
ción se colocarán a sentimiento  $\phi 1/2'' @ 50.$  cms.

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo debe ser :

$$\sum_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{12000}{10.5 \times 0.866 \times 52} = 25.4 \text{ cms.}$$

Disponemos de  $191/5.07 = 3.75 \phi 1''$  que dan 30. cms. > 25.cm.  
Bien.

CALCULO DE LA SECCION 3-3.- Calcularemos también las dos arma-  
duras.

a) Armadura superior: Resistirá solamente el efecto  
del peso propio de la zapata.

El corte será :  $V = 0.6 \times 0.4 \times 1. \times 2400 = 576.$  Kg.

El momento  $M = 576. \times 0.20 = 115.$  Kg.m.

b) Armadura inferior: Resistirá el efecto de la reac-  
ción del terreno, cuyos valores se aprecia en el gráfico N° 9.  
El corte i el momento se encuentra en el siguiente cuadro:

Pesos en Kg.	Brazo	Momento.
C. uniforme $0.88 \times 40 \times 100 = 3520.$	0.20 m.	704. Kg.m.
C. triangular. $11 \times 20 \times 100 = 220.$	0.27 m.	59. "
Totales $V = 3740.$		763. Kg.m.

Como vemos, los cortes i los momentos, para ambas -  
armaduras, salen mucho menores que las correspondientes a la  
sección 2-2. Bastará prolongar las armaduras de la sección 2-2.

Armadura de chaflán.-  $A_{ch} = \sqrt{2} \times A_{s. \text{vert. ext}} = \sqrt{2} \times 7.2 = 10.2 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \phi 5/8'' @ 19.$  cms.



Chequeo al corte.- El esfuerzo unitario de corte es :

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{12000}{100 \times 0.866 \times 52} = 2.7 \text{ Kg./cm}^2$$

que sale menor que el máximo admisible para no disponer de es-  
tribos ( 4.2 Kg./cm<sup>2</sup> ). Sin embargo por razón de la construc-  
ción se colocarán a sentimiento  $\phi 1/2'' @ 50.$  cms.

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo debe ser

$$\sum_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{12000}{10.5 \times 0.866 \times 52} = 25.4 \text{ cms.}$$

Disponemos de  $191/5.07 = 3.75 \phi 1''$  que dan 30. cms. > 25. cms.  
Bien.

CALCULO DE LA SECCION 3-3.- Calcularemos también las dos arma-  
duras.

a) Armadura superior: Resistirá solamente el efecto  
del peso propio de la zapata.

El corte será  $V = 0.6 \times 0.4 \times 1. \times 2400 = 576.$  Kg.

El momento  $M = 576. \times 0.20 = 115.$  Kg.m.

b) Armadura inferior: Resistirá el efecto de la reac-  
ción del terreno, cuyos valores se aprecia en el gráfico N<sup>o</sup> 9.  
El corte i el momento se encuentra en el siguiente cuadro:

Pesos en K .	Brazo	Momento.
C. uniforme $0.88 \times 40 \times 100 = 3520.$	0.20 m.	704. Kg.m.
C. trian ular. $11 \times 20 \times 100 = 220.$	0.27 m.	59. "
Totales $V = 3740.$		763. Kg.m.

Como vemos, los cortes i los momentos, para ambas -  
armaduras, salen mucho menores que las correspondientes a la  
sección 2-2. Bastará prolongar las armaduras de la sección 2-2.

Armadura de chaflán.-  $A_{ch} = \sqrt{2} \times A_{s.ve\text{st. ext}} = \sqrt{2} \times 7.2 = 10.2 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \phi 5/8'' @ 19.$  cms.

-La colocación i doblado de la armadura se muestra en los planos.

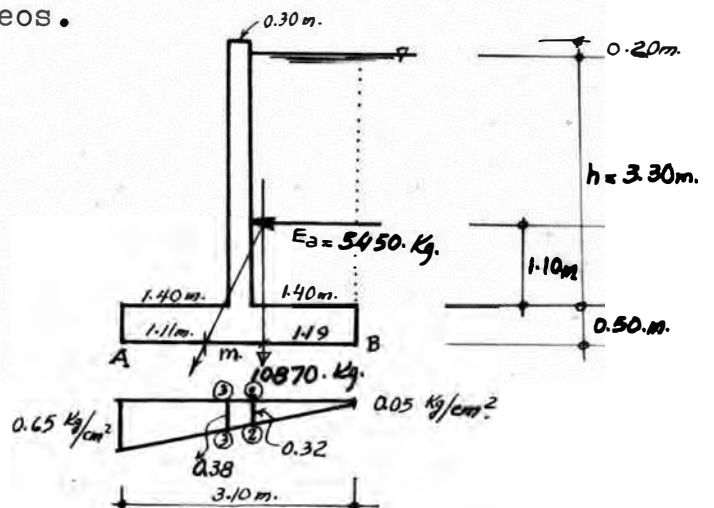
C A L C U L O   D E L   M U R O   C E N T R A L

Como ya se dijo hojas atrás, este muro tiene por ob jeto dividir o separar las cámaras del reservorio. Con este , lo calculamos para que resista el empuje hidrostático solamente, i para el caso de que una de las cámaras esté llena i la otra vacía, que es el mas desfavorable. La armadura se colocará simétricamente respecto al eje de la pared (vertical); cuidando de tomar las mayores áreas de acero en las alas de la zapata.

El cálculo se ha hecho para un metro de longitud de muro. Cabe anotar además que el perfil adoptado ha sido tomado después de hacer varios tanteos.

Gráfico de fuerzas

Reacción del terreno



ESTABILIDAD.- Calcularemos en primer lugar el peso del muro, luego el del agua, i el empuje.

Peso del muro: será :

$$P = 0.3 \times 3.5 \times 1. \times 2400 + 3.10 \times 0.5 \times 1. \times 2400$$

$$P = 2530. + 3720 = 6250. \text{ Kgs.}$$

Peso del agua: con un tirante de 3.30 metros :

$$P' = whX = 1000 \times 3.3 \times 1.4 = 4620. \text{ Kgs.}$$

La resultante de las fuerzas verticales, pasará a una distancia  $n$  del vértice B igual a:

$$n = \frac{6250 ( 1.40 + 0.15 ) + 4620 \times 0.70}{6250 + 4620} = 1.19 \text{ m.}$$

La distancia  $m$  será:

$$m = \frac{E_a.(1.1 + 0.5)}{P_t} = \frac{5450 \times 1.60}{10870} = 0.80 \text{ m.}$$

La excentricidad será:

$$e = 1.19 + 0.80 - \frac{3.10}{2} = 0.44 \text{ m.}$$

que sale menor que la máxima  $3.10/6 = 0.52 \text{ m.}$  Bien. o sea que la resultante pasa por el tercio central de la base.

Esfuerzos en el terreno.- Aplicamos la fórmula ya conocida:

$$s = \frac{P_t}{A} \left( 1. \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{10870}{31000} \left( 1. \pm \frac{6 \times 44}{310} \right)$$

O sea:

$$s_{\text{máx}} = 0.35 ( 1. + 0.85 ) = 0.65 \text{ Kg./cm}^2 \quad 4. \text{ Kg./cm}^2$$

$$s_{\text{mín}} = 0.35 ( 1. - 0.85 ) = 0.05 \text{ Kg./cm}^2 \quad 4. \quad "$$

o sea que no se sobrepasa a la resistencia del terreno. Bien.

Coeficiente de seguridad al volteo.- La relación es:

$$C_v = \frac{P_t (3.10 - 1.19)}{E_a(1.60)} = \frac{10870 \times 1.91}{5450 \times 1.60} = 2.4 \quad \text{Bien.}$$

CAL CULO DE LA ARMADURA.- a) MURO VERTICAL : Este muro está -

sujeto a la acción del empuje de agua con un tirante de 3.30 m. Como tiene el mismo espesor que en el caso del muro exterior ya calculado, pondremos la misma armadura, ya que el caso citado, está sujeto al mismo esfuerzo solicitante.

b) ZAPATA : ARMADURA SUPERIOR.- Calcularemos para la parte derecha, i haciendo actuar el peso del agua i el peso propio de la zapata.

Corte i Momento.- Lo calculamos en la siguiente tabla:

	Peso en Kg.	Brazo.	Momento.
Peso del agua	$1.40 \times 1. \times 3.3 \times 1000 = 4620.$	0.7 m.	3240.Kgm.
Peso zapata	$1.40 \times 1. \times 0.5 \times 2400 = 1680.$	0.7 m.	1180 "
Totales	$V = 6300.$		4420.Kgm.

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{442000}{11 \times 100}} = 20. \text{ cm.}$$

La altura total sería  $h = 20. + 8. = 28. \text{ cm.} < 50.\text{cm.}$  Bien.

Area de acero.- La necesaria será:

$$A_s = \frac{442000}{1400 \times 0.866 \times 42} = 8.7 \text{ cm}^2.$$

La armadura mínima, según las Normas sería:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.003 \text{ bd} = 0.003 \times 100 \times 42 = 12.6 \text{ cm}^2.$$

que nos sale mayor que la armadura necesaria. Dispondremos pues de la armadura mínima o sea :  $\phi 3/4" @ 23. \text{ cm.}$

- La armadura de repartición i temperatura también tendrá la cuantía mínima  $\phi 3/4" @ 23. \text{ cm.}$

Chequeo al corte.- El esfuerzo cortante máximo será:

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{6300.}{100 \times 0.866 \times 42} = 1.73 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Sin embargo colocaremos estribos para construcción  $\phi 1/2" @ 50\text{cm.}$

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo necesario será:

$$\Sigma o = \frac{V}{u_j d} = \frac{6300}{10.5 \times 0.866 \times 42} = 16.5 \text{ cm.}$$

Se disponen de  $\phi 3/4" @ 23.\text{cm.}$  o sean  $4.43 \times 6 = 26. \text{ cm.,}$  mayor que el necesario. Bien.

c) ZAPATA : ARMADURA INFERIOR.- La calcularemos para la parte izquierda, donde actúa la reacción del terreno en mayor proporción que en el volado derecho. Los valores de los esfuerzos del terreno, se encuentran en el dibujo anterior.

Corte i Momento.- Hallamos los correspondientes a la sección 3-3, en el cuadro que sigue:

Carga en Kg.	Brazo.	Momento,
C. Uniforme 0.38 x 140 x 100 = 5320.	0.70 m.	3720.Kg.m.
C. triangular 0.27 x 70 x 100 = 1880.	0.93 m.	1760.Kg.m.
Totales V = 7200.		5480.Kg.m.

La altura útil necesaria será :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{548000}{11 \times 100}} = 23. \text{ cm.}$$

La altura total sería:  $H = 23 + 8 = 31. \text{ cm.} < 50. \text{ cm.}$  Bien.

Area de acero.- La necesaria será:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{548000}{1400 \times 0.866 \times 42} = 10.8 \text{ cm}^2.$$

La armadura mínima que se debe de poner, ya calculada en el caso anterior, es

$$A_{s_{\text{mín}}} = 12.6 \text{ cm}^2 > 10.8 \text{ cm}^2.$$

Dispondremos la armadura mínima que representan  $\phi 3/4" @ 23. \text{ cm.}$  tanto para la armadura principal, como para la de repartición i temperatura.

Chequeo al corte.- El esfuerzo cortante máximo será:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{7200}{100 \times 0.866 \times 42} = 1.99 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

O sea que no necesita de estribos, pero por construcción dispondremos a sentimiento  $\phi 1/2" @ 50. \text{ cm.}$

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo necesario es:

$$\Sigma o = \frac{V}{u_{jd}} = 10.5 \times \frac{7200}{0.866} \times \frac{1}{42} = 19. \text{cm} < 26. \text{cm. Bien.}$$

El doblado i colocación de la armadura puede verse en los planos.

C A L C U L O   D E L A   C O L U M N A  
C E N T R A L

La columna estará sujeta a la acción del peso de la viga que se apoya. Por encontrarse esta columna en el centro-este peso incidirá en el eje de la columna. Tendrá por ancho el del muro separador que es de 30. cm. i por otra dimensión el ancho del nervio de la viga "T". La altura la tomaremos desde el piso del reservorio hasta la cara inferior de la losa, ó sea de

$$h = 3.30 + 0.20 + 0.35 = 3.85 \text{ m.}$$

Cargas: a) La carga que incide sobre la columna, la tomamos del cálculo de la viga:

$P_1 = 14500. \text{ Kg.}$  por cada tramo de la viga, o sea un-  
total de  $P_2 = 29000. \text{ Kgs.}$

b) El peso propio de la columna, que es:

$P'_p = 0.3 \times 0.35 \times 3.85 \times 2400 = 970. \text{ Kgs.}$ , o sea a-  
proximadamente igual a :

$$P_p = 1000. \text{ Kgs.}$$

El peso total será:

$$P' = P_2 + P_p = 29000. + 1000. = 30000. \text{ Kgs.}$$

Relación h/d.- En el cálculo de columnas con carga central ,  
hay que tener en cuenta la relación de la altura de

la columna i la menor dimensión de la sección, para tener que preveer el efecto de pandeo que pudiera producirse. Si la relación es mayor que 10. se considera a la columna como larga, i se halla para ella una carga ficticia mayor, con la que se calcula como si se tratara de una columna corta. La carga ficticia aludida, sea halla por la relación:

$$P_{\text{adm.corta}} = \frac{P_{\text{adm.larga}}}{1.3 - 0.03h/d}$$

En nuestro caso, la relación  $\frac{h}{d} = \frac{385}{30} = 12.8 > 10$ . luego será columna larga (su carga es  $P' = 30000$ . Kg.); hallaremos por consiguiente, la carga ficticia para resolverla como si se tratara de una columna corta:

$$P = \frac{30000}{1.3 - 0.03 \times 12.8} = 32800. \text{ Kgs.}$$

que es la carga de cálculo.

Diseñaremos una columna con estribos ya que la carga dada es relativamente pequeña. Como conocemos ya la sección 30 x 35 cms., hallaremos la cuantía de acero necesaria  $p_g$ :

$$p_g = \frac{\frac{P}{0.8 A_g} - 0.225 f'_c}{f_s} =$$

Donde  $P = 30000$ . Kg. ;  $A_g$  es el área de la sección de la columna;  $f'_c$  carga de rotura del concreto a la compresión; i  $f_s$  es la carga unitaria de trabajo de la armadura. Reemplazando:

$$p_g = \frac{\frac{30000}{0.8 \times 30 \times 35} - 0.225 \times 140.}{1400.} = 0.0054$$

que nos sale menor que la cuantía mínima de Reglamento, que debe ser de  $p_g = 0.01$ ; por consiguiente buscamos el área estructural necesaria para la cuantía mínima, despejando  $A_g$  de la

fórmula de la cuantía expuesta anteriormente i reemplazando con los valores conocidos

$$A_{g_{estr.}} = \frac{P}{0.8 (0.225 f'_c + f_{spg})}$$

$$A_{g_{estr.}} = \frac{32800.}{0.8 (0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)} = 900. \text{ cm}^2.$$

Como el área hallada es mayor que la mitad del área asumida ,

o sea  $A_{g_{estr.}} > \frac{30 \times 35}{2}$

el área de acero se hallará con la cuantía mínima, o sea:

$$A_s = 0.01 \times A_{g_{estr.}} = 0.01 \times 900 = 9. \text{ cm}^2.$$

para lo que dispondremos de 4  $\phi$  3/4" con exceso.

Estribos.- Usaremos estribos de  $\phi$  3/8" , cuya separación está dada por la menor de las tres expresiones que siguen:

- a)  $48 \phi_1 = 48 \times \frac{3}{8} \times 2.54 = 45.6 \text{ cms.}$
- b)  $16 \phi = 16 \times \frac{3}{4} \times 2.54 = 30.5 \text{ cms.}$
- c)  $d = 30. \text{ cms.}$

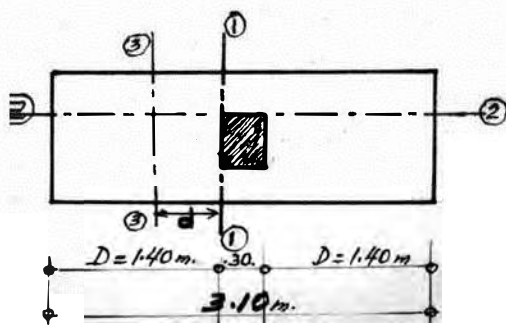
Donde:  $\phi_1$  es el diámetro de los estribos

$\phi$  es el diámetro de la armadura principal.

d es la menor dimensión de la sección de la columna.

Tomaremos pues estribos  $\phi$  3/8" @ 30.cm.

CALCULO/ DE LA ZAPATA.- Admitiendo las dimensiones dadas en -



la figura adjunta, la reacción del terreno será :

$$w_t = \frac{P}{A} = \frac{32800 + P. zapata}{310 \times 100}$$

Pero el peso de la zapata es:



$$P_{zap.} = 3.10 \times 1. \times 2400 \times 0.50 = 3700. \text{ Kg.}$$

considerando además que el peralte es el mismo que la zapata del muro central ya diseñado.

La reacción neta del terreno será :

$$s_t = \frac{32800 + 3700}{310 \times 100} = 1.18 \text{ Kg./cm}^2 < 4. \text{ Kg./cm}^2.$$

Momento en la sección crítica 1-1.-Considerando la reacción - del terreno, tenemos:

$$M_{1-1} = w_t \cdot \frac{D^2 \cdot B}{2} = 1.18 \times \frac{140^2}{2} \times 100 = 1160000. \text{ Kg.m.}$$

Momento en la sección crítica 2-2.- De igual manera:

$$M_{2-2} = w_t \cdot A \cdot \frac{C^2}{2} = 1.18 \times 310 \times \frac{33^2}{2} = 200000. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil más desfavorable será:

$$d = \sqrt{\frac{M_{1-1}}{KB}} = \sqrt{\frac{1160000}{11 \times 100}} = 32. \text{ cms.} < 42. \text{ cm dado.}$$

Area de acero.- Para la sección crítica 1-1, tenemos:(Normas):

$$A_s = \frac{0.85 M_{1-1}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.85 \times 1160000}{1400 \times 0.866 \times 42} = 19.3 \text{ cm}^2.$$

que representan 7  $\phi$  3/4".

- Para la sección crítica 2-2, tenemos:

$$A_s = \frac{0.85 M_{2-2}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.85 \times 200000}{1400 \times 0.866 \times 42} = 3.4 \text{ cm}^2.$$

que es muy poca; dispondremos de la armadura de repartición i temperatura que pasará de la zapata del muro central, o sean tendremos  $\phi$  3/4" @ 23. cms.

Chequeo al corte.- Según las normas, la sección crítica de corte está a la distancia de la altura útil de las caras de la columna. Chequearemos solamente la sección 3-3, por

que en el otro sentido se dispone de un ala menor que la altura útil de la zapata.

El valor del esfuerzo cortante unitario, en la sección 3-3 será:

$$v = \frac{V}{Bjd} = \frac{1.18 ( 140 - 42 ) 100}{100 \times 0.866 \times 42} = 3.18 \text{ Kg./cm}^2.$$

que resulta menor que  $4.2 \text{ Kg./cm}^2$ , o sea que no necesita estribos. Bien.

Chequeo de adherencia.- Se hacen en las secciones críticas de los momentos.

- En la sección crítica 1-1, el perímetro mínimo necesario será:

$$\Sigma_o = \frac{V}{u_j d} = \frac{1.18 \times ( 140 ) \times 100}{10.5 \times 0.866 \times 42} = 39. \text{ cm.}$$

Se disponen de  $7 \phi 3/4$ " que dan  $7 \times 6 = 42. \text{ cm.} > 39. \text{ cm.}$  Bien.

- En la sección crítica 2-2, el perímetro mínimo necesario será:

$$\Sigma_o = \frac{V}{u_j d} = \frac{1.18 \times 33 \times 310}{10.5 \times 0.866 \times 42} = 31.5 \text{ cm.}$$

Se dispone de  $\phi 3/4$ " @ 23.cm., que en tres metros nos da un perímetro de  $3.1 \times 4.35 \phi 3/4$ " ó sean  $3.1 \times 4.35 \times 6 = 80. \text{ cms.}$  mucho mayor que el necesario. Bien.

Separación de las armaduras halladas.- Cuando la zapata es de forma rectangular, la armadura que es paralela al lado mayor, se pone en una separación uniforme en todo el ancho de la zapata ( en nuestro caso las  $7 \phi 3/4$ " ); i la armadura paralela al lado menor, se pone en dos partes:

a) Una primera parte que se dispone en la zona central en forma uniforme i en un ancho del lado menor de la za-

pata. La proporción de esta armadura es:

$$A_s \cdot \frac{2}{r+1} = \frac{2 A_s}{3.1+1.} = \frac{2}{4.1} A_s = 0.49 A_s$$

donde  $A_s$  es el área total de acero i  $r$  es la relación del lado mayor entre el menor, que en nuestro caso es  $3.1/1. = 3.1$

b) La segunda parte se pone a los costados i a un espaciamiento mayor. La proporción de acero es la diferencia del total de acero i la parte a, ó sea  $0.51 A_s$ .

De los resultados obtenidos, se deduce que en la parte central se colocarán la mitad de las barras ( $0.49 A_s$ ), ó sean  $7 \phi 3/4$ " a una separación de 14. cms.; el resto de las barras ó sean  $6 \phi 3/4$ " se colocarán a ambos lados a una separación de 35. cm.; pero como se disponen de armadura de repartición i temperatura de la zapata del muro central, prolongaremos solamente ésta para la segunda parte, i <sup>no</sup> agregaremos las barras que faltan a la parte central (  $4 \phi 3/4$ " ).

Chequeo al aplastamiento.- Este se chequea en la base de apo-

yo de la columna sobre la zapata. El esfuerzo de compresión no debe de ser mayor que

$$f_c = 0.375 f'_c = 0.375 \times 140 = 53. \text{ Kg./cm}^2.$$

Si el esfuerzo aludido saliera mayor que  $53. \text{ Kg./cm}^2$ . será necesario diseñar un pedestal en esa sección, que tenga por área

$$A_p = \frac{\text{Peso columna}}{0.375 f'_c}$$

En el presente caso, el esfuerzo de compresión es:

$$f = \frac{32800.}{30 \times 35} = 31. \text{ Kg/cm}^2 < 53. \text{ Kg./cm}^2.$$

o sea que no hay la necesidad de diseñar un pedestal.

## C A L C U L O   D E L   P I S O

De acuerdo al plano del reservorio, la losa del fondo tendrá por dimensiones 3.75 m. por 4.86 m. en cada cámara.

Para facilidad del cálculo, diseñaremos sólo en el sentido de la menor luz, pues siendo ésta pequeña, queda justificado.

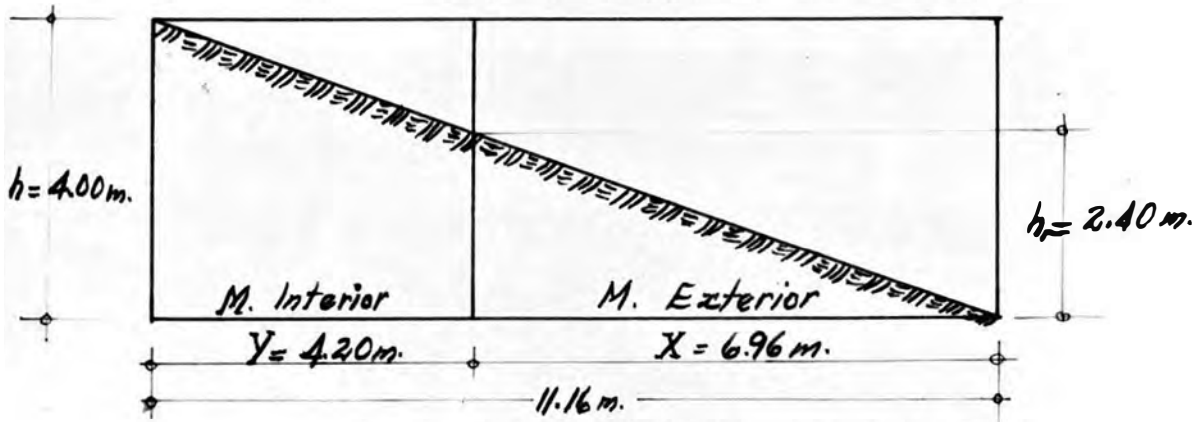
Deberá calcularse, teniendo en cuenta las dos formas de trabajo a la que se hallará sometido, según que el depósito esté lleno o vacío.

Para el estudio respectivo, necesitamos conocer el peso del reservorio vacío, el área de sustentación del depósito S, la presión total de agua en el fondo Q, i el área del fondo del depósito.

Peso del depósito.- En primer lugar determinaremos las longi-

tudes de los muros. Hemos llamado muro interior al solicitado por el empuje de tierra i el empuje del agua, i muro exterior al que debe resistir solamente al empuje del agua. Pero resulta que los muros laterales del depósito, o sean los paralelos al muro central, reciben un empuje de tierras de altura variable, des de 4.00 m. en su encuentro con el muro interior hasta 0.00 m. en su encuentro con el muro exterior; razón por lo que he creído conveniente dividir dicho muro en dos partes, correspondientes al muro interior i exterior, Y i X respectivamente.

En el dibujo de la página siguiente, se ve la vista frontal del muro lateral, con el perfil del relleno de tierra-



que incide sobre el muro. La altura  $h_1$  de tierra que puede resistir la armadura exterior del muro exterior, la hallamos de la siguiente manera :

El área de acero es  $A_s = \frac{M}{f_s \cdot jd}$

De donde el momento  $M = A_s \cdot f_s \cdot jd$  .. (1)

Pero, como ya hemos visto anteriormente, sabemos que el momento es igual a

$$M = 154.5 h^3 \quad (2)$$

igualando ambos momentos hallados ( para una misma sección) :

$$A_s \cdot f_s \cdot jd = 154.5 h^3 \quad \dots\dots\dots(3)$$

De igual manera hallaríamos para otra sección:

$$A_{s1} \cdot f_s \cdot jd_1 = 154.5 h_1^3 \quad \dots\dots\dots(4)$$

Dividiendo miembro a miembro las ecuaciones (2) i (3), tenemos:

$$\frac{A_s \cdot d}{A_{s1} \cdot d_1} = \frac{h^3}{h_1^3} \quad \dots\dots\dots(5)$$

de donde podemos despejar h

Para el muro interior tenemos:  $A_s = 24 \text{ cm}^2$  i  $d = 34 \text{ cm}$ .  
 i una altura de relleno de  $h = 4.00 \text{ m}$ .; para el muro exterior  
 tenemos  $A_{s1} = 7.2 \text{ cm}^2$  i  $d_1 = 24 \text{ cm}$ .

Reemplazando estos valores en la fórmula (5)

$$\frac{24 \cdot x \cdot 34}{7.2 \cdot x \cdot 24} = \frac{4^3}{h_1^3}$$

De donde 
$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{7.2 \cdot x \cdot 24 \cdot 64}{24 \cdot x \cdot 34}} = 2.40 \text{ m.}$$

que nos indica que la armadura en la cara libre del muro exterior, puede resistir un empuje de tierras de una altura  $h_1 = 2.40 \text{ m.}$  .- En el perfil del relleno sobre el muro lateral, llamamos la posición del punto N, el que tiene esa altura de relleno. La longitud X del muro lateral, que se construirá como el muro exterior será:

$$X = \frac{L \cdot h_1}{h} = \frac{11.16 \cdot x \cdot 2.40}{4.00} = 6.96 \text{ m.}$$

I la longitud de muro Y, que se construirá como el muro interior, será:

$$Y = L - X = 11.16 - 6.96 = 4.20 \text{ m.}$$

-La longitud total de muro interior será:

$$L_{mi} = 17.00 + 2 \cdot x \cdot 4.20 = 25.40 \text{ m.}$$

-La longitud total de muro exterior, será:

$$L_{me} = 17.00 + 2 \cdot x \cdot 6.96 = 30.92 \text{ m.}$$

Luego el peso del depósito será:

Partes	Lo . m.	K . m.l	Total
M. Int.i losa	25.40	12890.	328000.
M.Ext. i losa	30.92	8820.	274000.
M. Central	10.56	6250,	66000.
Col. " i zap.			2300.
Viga i losa		3140.	53300.
Pisos 2400 x2x 3.75x 4.86x 0.3			26400.
Total			750000.Kg.

Area de sustentación del reservorio.- Será igual a:

$$S = (17.00 + 0.40 + 2 \times 0.30)(17.0 + 2 \times 0.3 + 0.4)$$
$$S = 219.00 \text{ m}^2.$$

Presión de agua en el fondo.- La presión unitaria es:

$$p = 1000 H$$

donde H es el tirante de agua, que en nuestro caso es H = 3.3 metros. Reemplazando

$$p = 1000 \times 3.30 = 3300. \text{ Kg./m}^2.$$

Area del fondo.- Tomando las dimensiones de los planos, tenemos

$$s = 10.86 \times 8.15 \times 2 = 10.86 \times 16.30$$
$$s = 176.70 \text{ m}^2.$$

CALCULO DE PRESIONES EN EL TERRENO.- Se presentan dos casos:

a) Cuando el reservorio está vacío, la reacción del terreno será w:

$$w = \frac{q}{S} = \frac{750000. \text{ Kg.}}{2190000. \text{ cm}^2} = 0.34 \text{ Kg./cm}^2. \quad \dots(1)$$

b) Cuando el reservorio está lleno, la presión total en el fondo del reservorio, será Q = ps.

$$Q = 3300. \times 176.7 = 582000. \text{ Kg.}$$

La carga que actúa sobre el terreno será pues:

$$\frac{Q + q}{S} = \frac{582000. + 750000.}{2190000} = 0.61 \text{ Kg./cm}^2$$

Luego la presión en el fondo será: la reacción en el terreno - menos la presión de la columna de agua:

$$w_1 = \frac{Q + q}{S} - p = 0.61 - 0.33 = 0.28 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots(2)$$

- Comparando los resultados (1) i (2), vemos que la reacción del terreno es mas desfavorable en el caso a) ó sea - cuando el reservorio está vacío. Haremos el cálculo para este caso.

Además del diseño ya señalado, se diseñará con el reservorio lleno, pero considerando que el terreno fallara, trabajando en tal caso la losa del piso en sentido contrario que en el caso citado.

CALCULO CON LA REACCION DEL TERRENO.- Como ya dijimos diseñaremos con la armadura principal en el sentido de la menor luz, i para un metro de ancho de losa.

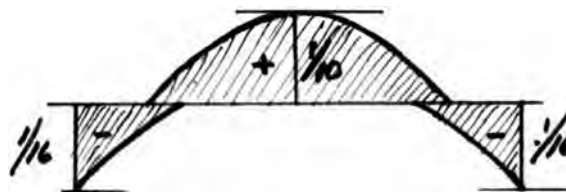
La carga reacción del terreno es  $0.34 \text{ Kg./cm}^2$  ó sea  $3400. \text{ Kg./m}^2$ .

Considerando un peralte de 30. cms. el peso propio será:  $w_p = 0.30 \times 2400 = 720. \text{ Kg./m.l}$

La carga que actúa sobre la losa será:

$$w' = 3400. - 720 = 2680. \text{ Kg./m.l. (hacia arriba).}$$

Momentos.- Aplicamos el método de los coeficientes aproximados, cuyos valores pueden verse en el grabado.



-El momento positivo será:

$$+ M = \frac{1}{10} w' L^2 = \frac{1}{10} 2680 \times 3.75^2 = 3780. \text{ Kg.m.}$$

-El momento negativo en los apoyos, es:

$$- M = \frac{1}{16} w' L^2 = \frac{1}{16} 2680 \times 3.75^2 = 2360. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{+M}{Kb}} = \sqrt{\frac{378000}{11 \times 100}} = 18.6 \text{ cm.}$$



Tomaremos:  $h = 30$ . cm. i  $d = 22$ . cm.

Areas de acero.- En el positivo tenemos:

$$+ A_s = \frac{M}{f_s \cdot jd} = \frac{378000.}{1400 \times 0.866 \times 22} = 14.1 \text{ cm}^2$$

para el que pondremos  $\phi 5/8'' @ 14$ . cm.

La separación entre barras debe ser menor que tres veces el peralte i mayor que  $2.5 \times 5/8 \times 2.54$ . Vemos que cumple con lo estipulado.

-En el negativo, tenemos:

$$- A_s = \frac{236000.}{1400 \times 0.866 \times 22} = 8.9 \text{ cm}^2.$$

pondremos  $\phi 5/8'' @ 22$ . cm. (cumple las Normas)

Acero de repartición i temperatura: según las Normas la cantidad mínima es 0.002 , el área será pues:

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 22 = 4.4 \text{ cm}^2$$

pondremos  $\phi 1/2'' @ 30$ .cm.

Chequeo al corte.- El esfuerzo cortante máximo es:

$$v = \frac{0.5 w' L}{bjd} = \frac{0.5 \times 2680 \times 3.75}{100 \times 0.866 \times 22} = 2.6 \text{ Kg./cm}^2$$

que es menor que la resistencia del concreto al corte ( $4.2 - \text{Kg./cm}^2$  ), no necesitándose por consiguiente estribos.

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo necesario será:

$$\sum o = \frac{0.5 \times 2680 \times 3.75}{10.5 \times 0.866 \times 22} = 25.2 \text{ cms.}$$

- En el negativo : disponemos de  $\phi 5/8'' @ 22$ . cm, que dan  $4.5 \times 5 = 23$ . cm  $< 25.5$  cms ;.dispondremos entonces de 5  $\phi 5/8''$  por metro lineal, que dan  $5 \times 5 = 25$ . cms. de perímetro que consideramos aceptable.

- En el positivo: Disponemos de  $\phi 5/8" @ 14. \text{ cm. q'}$  nos da  $7 \times 5 = 35. \text{ cms.}$   $\rangle 25.2 \text{ cms.}$ ; ósea que con mayor razón se tendrá un perímetro suficiente en el punto de inflexión, - donde se necesita menos perímetro, por ser el corte menor. que el empleado para hallar  $\Sigma o$ .

CALCULO CON EL PESO DEL AGUA.- Se diseñará también para un metro de ancho de losa i en el sentido de la menor luz. Por ser el sentido del peso inverso al de la reacción del terreno, los esfuerzos en la losa también serán inversos a los hallados en el caso anterior, variando por su puesto en magnitud.

La carga debida al peso del agua será como ya hemos visto  $p = 3300. \text{ Kg./m}^2$ .

La carga debido al peso propio de la losa es  $720. \text{ Kg.}$  también por metro cuadrado.

La carga total por metro. lineal de losa será:

$$w = 3300 + 720 = 4020. \text{ Kg./m.l.}$$

Momentos.- Se empleará también el método de los coeficientes- aproximados, como en el caso anterior. Como se tiene la misma luz de cálculo, los momentos serán proporcionales a las cargas:

$$+ M = 3780 \cdot \frac{4020}{2680} = 5650. \text{ Kg.m.}$$

$$- M = 2360 \cdot \frac{4020}{2680} = 3550. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será :

$$d = \sqrt{\frac{+M}{Kb}} = \sqrt{\frac{565000}{11 \times 100}} = 22.5 \text{ cms.} \approx 22. \text{ cm. dado.}$$

Tomamos pues  $h = 30. \text{ cm.}$  i  $d = 22. \text{ cms.}$

Áreas de acero.- También éstas serán proporcionales a las halladas en el caso anterior:

$$+ A_s = 14.1 \frac{4020}{2680} = 21.2 \text{ cm}^2$$

dispondremos de  $5 \phi 5/8'' + 4 \phi 3/4''$  como veremos mas adelante.

$$- A_s = 8.9 \frac{4020}{2680} = 13.4 \text{ cm}^2.$$

dispondremos de  $\phi 5/8'' @ 15. \text{ cm.}$  o sean  $7 \phi 5/8''$

Chequeo al corte.- El esfuerzo cortante unitario, también será proporcional a la anterior:

$$v = 2.6 \frac{4020}{2680} = 3.9 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg./cm}^2. \text{ O sea q'}$$

tampoco necesita estribos.

Chequeo de adherencia.- El perímetro en este caso será:

$$\Sigma o = 25.2 \frac{4020}{2680} = 38. \text{ cms.}$$

- En el positivo : disponemos de  $5 \times 5 + 4 \times 6 = 49$  cms.  $> 38. \text{ cms}$  ; o sea que con mayor razón cumplirá en el punto de inflexión.

- En el negativo : disponemos de  $7 \phi 5/8''$  que dan  $7 \times 5 = 35. \text{ cms.}$   $< 38. \text{ cms.}$  Pondremos entonces por adherencia  $8 \phi 5/8''$  que dan  $40. \text{ cms.}$  de perímetro,  $> 38. \text{ cm.}$  Bien.

Colocación de la armadura.- Se colocarán  $7 \phi 5/8''$  en toda la luz de la losa en la parte superior, i además se agregarán  $1 \phi 5/8''$  en la parte de los apoyos.

En la parte inferior se colocarán  $5 \phi 5/8''$  en toda la luz. Se pondrán además  $4 \phi 3/4''$  en su tramo central.

REFUERZO DEL MURO EN LA ZONA DE APOYO DE LA VIGA "T".- Se cui

dará que esta zona, disponga de la armadura mínima, como en el caso de la columna central. Para este efecto, se prolongarán los fierros del tercio inferior del muro en la sección correspondiente al apoyo de la viga. Se tendrá pues dos fierros de 5/8" i dos fierros de 3/4".

ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.- La longitud de anclaje de las arma

duras está dada por la fórmula

$$L = \frac{f_s \cdot a}{4u} = \frac{1400 \cdot a}{4 \times 7} = 50 a.$$

Donde a es el diámetro de la armadura; u es el esfuerzo de adherencia unitaria que se toma en  $0.05 f'_c = 0.05 \times 140 = 7.00$  Kg./cm<sup>2</sup> para varillas corrugadas del tipo estructural.

ENCUENTRO DE MUROS.- Para tener una unión efectiva en las es-

quinas, se prolongarán las armaduras horizontales de los muros por anclaje. Así en la unión de un muro interior con un exterior, se tendrán en un metro de altura de muro, -  $\phi$  5/8" @ 19. cm. i  $\phi$  5/8" @ 27. cm solamente en la parte exterior del muro, i  $\phi$  3/4" @ 28. cm i  $\phi$  1/2" @ 18. cm.- en la parte interior de la esquina.

CONEXIONES DEL RESERVORIO,+ Todas estarán reunidas en la cámara

de válvulas, que diseñaremos posteriormente.

Entrada del agua.- Se hará por intermedio de una tubería de 6"

de fierro de fundición, la que se dispondrá encima del tirante máximo de agua.

Toma de agua.- Se hará por medio de una tubería de fierro fun

dido de 8" de diámetro, i provista de un colador, q'

estará aproximadamente a 20. cm del fondo (borde inferior), para evitar que entren sedimentos. La tubería aludida, dispondrá de una llave, situada en la cámara de válvulas.

Desagüe de fondo.- Se hará con un tubo de 6" de fierro fundido. Para que el reservorio se limpie i elimine toda el agua que contiene, en un caso de limpieza, se hará que el piso tenga una inclinación del 2% i termine en un 10% en la zona cercana al desagüe. La tubería de desagüe dispondrá también de una válvula , que se encontrará en la cámara adjunta. El agua que salga de esta tubería irá a dar en forma natural a la acequia que baja del manantial "Huacurragra".

Rebose.- Constituida por una tubería de 6" de fierro fundido, empotrada a la altura del tirante máximo, i conectada a la tubería de desagüe después de la válvula respectiva , para que no sufra interrupción.

- Todo lo dicho referente a las conexiones del reservorio, corresponde solamente a una de las cámaras; pues como deben de utilizarse ambas a voluntad, la segunda cámara también tendrá las mismas conexiones. La instalación correspondiente, puede verse en el plano respectivo.

Ventilación.- Se dispondrá para este efecto una tubería de 4" en la cubierta del reservorio, en una de las cámaras. El tubo terminará en un codo de 180° e irá defendido por una tela metálica para evitar la entrada de insectos. El codo tiene el objeto de impedir el ingreso del agua de lluvia.

Entrada.- Para hacer la limpieza o alguna reparación, se dispondrá en cada cámara de una puerta de entrada, constituida por un marco i tapa de fierro fundido de 60. cm. de diámetro, semejante al de los buzones de desagüe. Irán colocadas en la cubierta del tanque. Para bajar al fondo se construirá una escalera de gato, con peldaños de  $\phi 1/2" @ 30. cms.$ , empotradas en el muro.

Registro de nivel.- Se dispondrá de una regla graduada, pintada en el enlucido del muro, i cerca a la puerta de entrada de cada cámara.

DETALLES CONSTRUCTIVOS.- Cito aquí algunas recomendaciones para la construcción del reservorio:

-El piso del reservorio tendrá una inclinación hacia los puntos de desagüe, como ya dijimos anteriormente, i cuyas curvas de nivel pueden apreciarse en el plano respectivo.

-Debajo del piso, se dispondrá un lecho de grava ; aunque por la calidad del terreno permeable ; para evitar así que se puedan producir esfuerzos de subpresión. El lecho de grava tendrá un espesor de 30 á 40. cms.

-La cubierta del tanque también tendrá una pendiente del 1% para drenar las aguas de lluvia.

-En cuanto a la impermeabilidad del depósito

- La dosificación del concreto será 1:2:4 ; la arena será buena i limpia, formada por granos finos i gruesos, o sea evitando granos de tamaño medio; la piedra será una gravilla de la mejor calidad posible.

- El hormigón deberá moldearse bien para evitar cangrejeras , pero se cuidará que no tenga exceso de agua.

- Las juntas de construcción se evitarán, siempre que sea posible; en su defecto se harán en forma irregular. Para hacer el nuevo vaciado se picará, escobillará i lavará el hormigón endurecido i luego se hechará una lechada de cemento.
- La viga i la losa se vaciarán conjuntamente, para que aquella trabaje como "T".
- La parte interior del depósito se enlucirá con un mortero - rico 1:1 ( cemento i arena ) i 1/2 Kg. de sika por cada metro cuadrado de enlucido. El enlucido tendrá un espesor de 1.5 cm. i se hará en dos capas, alisando la última.
- Secubrirán las aristas interiores con mortero de cemento , después del desencofrado.
- El paso de las tuberías a travez de los muros o losa, se hará por medio de una pieza especial que se colocará en el sitio previsto antes del vaciado del concreto, para que quede bien fija i constituya una junta impermeable. Se evita así, romper el concreto para pasas las tuberías.

#### CAMARA DE VALVULAS.-

Su diseño tiene por objeto centralizar la ubicación de las válvulas para facilitar el control del reservorio, i - proteger el reservorio evitando el manipuleo de las válvulas - por personas ajenas al servicio.

Consistirá en una caja de 3.00 x 3.00 x 3.00 metros como se puede apreciar en los planos.

Los muros serán de concreto simple con 30% de pie - dra grande, i de 25. cm. de espesor.

CALCULO DE LA CUBIERTA.- Estará constituida por una losa de concreto armado. La calcularemos con armadura en un solo sentido.

Cargas.- La sobrecarga la consideramos en  $150 \text{ Kg./cm}^2$ , como en el caso de la cubierta del reservorio.

El peso propio: tomando un peralte de 10. cms. tenemos un peso de  $P_p = 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg./m}^2$ .

La carga total será pues:

$w = 150 + 240 = 390 \text{ Kg./m.l.}$  Esto considerando un metro de ancho de losa.

Momentos.- Aplicaremos el método de los coeficientes aproximados, que nos da  $1/10$  para el tramo central i  $1/16$  para los extremos.

$$+ M = \frac{1}{10} w.L^2 = \frac{1}{10} 390 \times 3^2 = 350 \text{ Kg.m.}$$

$$-M = \frac{1}{16} w.L^2 = \frac{1}{16} 390 \times 3^2 = 220 \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{+M}{k.b}} = \sqrt{\frac{35000}{11 \times 100}} = 5.6 \text{ cm.}$$

La altura total sería:  $5.6 + 3.0 = 8.6 < 10 \text{ cms.}$

Tomamos pues  $h = 10 \text{ cms.}$  i  $d = 7 \text{ cms.}$

Areas de acero.- En el positivo tenemos:

$$+ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{35000}{1400 \times 0.866 \times 7} = 4.12 \text{ cm}^2$$

pondremos  $\phi 3/8" @ 17 \text{ cms.}$

En el negativo:

$$- A = 4.12 \times 220/350 = 2.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 27 \text{ cm.}$$

La máxima separación sale menor que  $3h$ . Bien.



Acero de temperatura.- Dispondremos la cuantía mínima:

$$A_{st} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 7 = 1.75 \text{ cm}^2.$$

pondremos  $\phi 3/8'' @ 40.$  cms. (Separación menor que 5 veces el peralte de la losa.

Chequeo al corte.- El corte total es  $V = 0.5 wL = \frac{390 \times 3}{2}$

$$V = 585. \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo cortante unitario será:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{585.}{100 \times 0.866 \times 7} = 0.97 \text{ Kg./cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

o sea que no requiere de estribos.

Chequeo de adherencia.- El perímetro mínimo necesario es:

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{585.}{10.5 \times 0.866 \times 7} = 9.2 \text{ cms.}$$

En el positivo disponemos de  $\phi 3/8'' @ 17.$ cm. que dan  $5.8 \times 3 = 17.4 \text{ cm.} > 9.2 \text{ cm.}$  o sea que en punto de inflexión se tendrá perímetro en exceso.

En el negativo tenemos  $\phi 3/8'' @ 27.$  cm. que dan  $3.6 \times 3 = 10.8 \text{ cms.} > 9.2 \text{ cms.}$  Bien.

-El doblado i colocación se aprecia en el plano.

ACCESORIOS EN LA CAMARA DE VALVULAS.- He aquí el metrado:

Tees	Cruces
1 Te 6" x 6"	1 Cruz 6" x 6"
2 Te 8" x 6"	<u>Coladores</u>
1 Te 8" x 8"	2 Coladores 8"
Válvulas	Codos
• 2 Válvulas de 6"	6 codos 90°-6"
• 4 Válvulas de 8"	2 codos 90°-8".

C A P T A C I O N

Antes de entrar a diseñar las obras de captación, empezaremos por recordar algunas consideraciones i recomendaciones para la captación desde manantiales.

Generalmente las aguas de las fuentes, afloran a la superficie libres de contaminación i a baja temperatura, factores que hacen favorables a su uso en la bebida; por consiguientte habrá que tratar de obtenerlas de manera tal de no pierdan sus cualidades. Con este objeto se hace la captación por medio de una obra, reuniendo las aguas en un colector principal. Esta obra de captación estará de acuerdo a la forma i calidad del terreno donde se presenta el manantial; así si el terreno es rocoso i el agua mana por cavernas, no hay mas que diseñar una caja de captación; si el terreno es permeable i el agua aflora disperso, habrá de proyectar drenes que recojan las aguas a un depósito colector.

La entrada del agua a la obra deberá ser en forma natural, o sea por el punto mas bajo, debiendo tener una sección suficiente, porque de lo contrario el líquido puede buscar su salida por otro sitio. Además debe estar lo más profundo posible, para evitar las infiltraciones del agua superficial. Con este objeto se protege la zona con una capa de material impermeable. La captación se hará también de ser posible, antes de que el agua vea la luz, para que conserve sus cualidades de potabilidad.

En general, toda captación de manantiales, consta de un pequeño depósito donde llega el agua i sedimenta las arenas

que pueda acarrear; de esta cámara parten las tuberías de toma, rebose i desagüe. Tiene además una cámara contigua donde se encuentran las llaves i válvulas i un ventilador; para la inspección i manipuleo se dispone de una entrada.

OBRAS PROYECTADAS.- El manantial "Nahuipuquio" como ya sabemos tiene un afloramiento de 50. m. de longitud, en un terreno conglomerado permeable, i cuya base es un esquisto talcoso, como lo expresa Raymond; razón por la que supongo que el origen sea una falla.

La mejor solución técnica sería la de diseñar una caja en el origen mismo del manantial; pero esto sería muy trabajoso, toda vez que habría que buscar el origen por sondeos. Por consiguiente más fácil, i quizá más económico, será proyectar una línea de captación, que recoja las aguas i lo lleve a una cámara colectora, que se encontrará en el ojo principal del manantial (parte inferior del afloramiento), aprovechándolo a su vez como caja de captación del ojo principal.

TUBERIA DREN.- Considerando el gasto de 60. lit./seg. para todo el manantial, i unos 20. lit./seg. para el ojo principal, la tubería dren nos dará 40. lit./seg.

La tubería en proyecto recogerá las aguas de toda la longitud de afloramiento, con una longitud de 60. m., partiendo desde un buzón de inspección i limpieza, en la parte alta, i terminando en la caja colectora. El gasto aportado por metro lineal será  $40/60 = 0.67$  lit./ m.l.. El diámetro lo conseguimos de la siguiente manera: con  $Q = 40$ . lit/seg., velocidad del líquido en la tubería i calidad de tubería (concreto sim-

ple, cuyo coeficiente de gasto es  $C= 130$  )i la gradiente de la tubería, que será en este caso la pendiente de la tubería  $s = 217$ . metros por mil, para que funcione como canal, encontramos que el diámetro será de 8" (velocidad límite de 3.00 m/s.). Dispondremos pues de tuberías de 8" de diámetro i de concreto simple, colocadas a una profundidad media de 4.00 m. i separadas una pulgada entre tubo i tubo. Estar asentada en un lecho de concreto simple, i tendrá un relleno de capas de cazcajo, arena i arcilla de alturas de 2.00, 1.20 i 0.80 m. respectivamente en promedio. Cada tubería tendrá 1.00 m. de longitud.

-Elbuzón de inspección i limpieza será de 1.20 m. - de diámetro interior i una altura de 3.80 m..La base i muros serán de concreto 1:3:6 simple, de 0.20 i 0.15 m. de espesor - respectivamente. Se enlucirá la parte interior con mortero 1: 2. La entrada lo constituirá un marco i tapa de fierro fundido de 60 cms. de diámetro, i una escalera de gato con peldaños de  $\phi 1/2" @ 30$ . cms.

CAJA COLECTORA. Tendrá una base rectangular de 2.00 x 2.50 m.

i una altura de 2.20 m., todo esto interiormente. Los muros i piso serán de concreto armado de 25. cms de espesor i con armadura  $\phi 1/2" @ 22$ . cms. en forma de malla. (Esta armadura corresponde a la cuantía mínima, la que ha sido chequeada, hallando el momento que produce el empuje de tierra con una altura de 2.00 metros.).

La caja tendrá un muro separador de 25. cms. i una altura de 1.30 m. que resistirá el empuje de un metro de tirante de agua. Este muro también ha sido chequeado en su esta

bilidad, ( se presentan esfuerzos de tracción de  $1.24 \text{ Kg./cm}^2$ , que puede resistir el concreto ).

La cubierta será de concreto armado, cuyas dimensiones libres son  $2.00 \times 2.50 \text{ m}$ . Lo calcularemos con su armadura en el sentido de la menor luz, i para un metro de ancho.

Las cargas consideradas serán:

-Peso propio: tomando un peralte de  $10. \text{ cm}$ . resulta:

$$P_p = 0.10 \times 2400 = 240. \text{ Kg./m.l.}$$

-La sobrecarga la tomaremos el peso de una capa de arcilla de  $30. \text{ cm}$ . de espesor, que dan:

$$P_{s/c} = 0.30 \times 1600 = 480. \text{ Kg./m.l.}$$

-La carga total será:

$$w = 240 + 480 = 740. \text{ Kg./m.l.}$$

Momentos.- El método aplicado es el de los coeficientes aproximados.

$$+ M = \frac{1}{10} wL^2 = \frac{1}{10} 740 \times 2^2 = 295. \text{ Kg.m.}$$

$$- M = \frac{1}{16} wL^2 = \frac{1}{16} 740 \times 2^2 = 185. \text{ Kg.m.}$$

La altura útil necesaria será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{29500}{11 \times 100}} = 5.2 < 7.0 \text{ cm. considerados.}$$

Tomaremos  $h = 10. \text{ cm}$ . i  $d = 7. \text{ cm}$ .

Areas de acero.- Tenemos:

$$+ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{29500}{1400 \times 0.866 \times 7} = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 20. \text{ cm}$$

$$- A_s = \frac{18500}{1400 \times 0.866 \times 7} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 25. \text{ cm.}$$

por adherencia, como veremos mas adelante.

Acero de temperatura i repartición: pondremos la cuantía mínima:

$$A_{St} = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 7 = 1.75 \text{ cm.}$$

pondremos  $\phi 3/8'' @ 40. \text{ cm.}$  (menor que 5h.)

Chequeo al corte.- El esfuerzo cortante unitario será:

$$v = \frac{0.5 wL}{bjd} = \frac{0.5 \times 740 \times 2}{100 \times 0.866 \times 7} = 1.22 \text{ Kg./cm}^2$$

$< 4.2 \text{ Kg./cm}^2$  . Bien. Por consiguiente no nece

sita colocar estribos.

Chequeo de adherencia.- El perímetro necesario es:

$$\sum o = \frac{0.5 wL}{K_x j d} = \frac{0.5 \times 740 \times 2}{10.5 \times 0.866 \times 7} = 11.6 \text{ cm.}$$

-En el positivo disponemos de  $\phi 3/8'' @ 20. \text{ cm}$  que dan  $5 \times 3 = 15. \text{ cm} > 11.6 \text{ cm.}$  Bien.

-En el negativo dispondríamos de  $\phi 3/8'' @ 32. \text{ cm.}$  que darían  $3 \times 3 = 9 \text{ cms.} < 11.6 \text{ cms.}$  Necesitaremos poner entonces 4 -  $\phi 3/8''$  ó sea  $\phi 3/8'' @ 25. \text{ cm.}$  que dan un perímetro de  $4 \times 3 = 12. \text{ cm.} > 11.6 \text{ cms.}$  Bien.

- En los planos se puede ver el doblado i colocación de la armadura.

#### CONEXIONES DE LA CAJA.-

Entrada del agua.- Se dispondrán de 10 orificios de 8" de diámetro en la pared posterior de la caja, como puede verse en el plano; irán espaciados a 20. cms. horizontalmente, i 10. cms. verticalmente. Uno de estos orificios, el central inferior, será el que de paso a la tubería dren proyectada.

Para tratar de captar toda el agua, se construirán unos muros en ala, de 3.00 m. de longitud i 20. cm. de espesor i una altura de 2.20 m. Serán de concreto simple.1:3:6.-

Toma de agua.- Se hará por medio de una tubería de concreto -

reforzado tipo Húme, provisto de un colador de 6", estando el borde inferior de éste á 16. cm. del fondo.

Rebose.- Consistirá de una tubería de 8" de fierro fundido.

El que se conectará a la tubería de desagüe, después de la válvula de ésta, o sea que el rebose se hará en forma natural. El borde superior estará a 1.00 m. de altura desde el fondo.

Desagüe.- Se dispondrá de una tubería de 8" de fierro fundido.

Esta tubería irá apoyada en el fondo de la cámara. Tendrá una válvula compuerta, que se encontrará en la cámara de llaves.

Ventilación.- Se dispondrá para este efecto, una tubería de 4", com un codo de 180º,

Irá sobre la cámara de llaves.

ANEXO DE VALVULAS.- Servirá para hacer la limpieza e inspección de la cámara colectora. En ella se encuentran las válvulas en la conducción i en la tubería de desagüe.

La entrada a esta cámara, consistirá en un marco i tapa de fierro fundido, de 60. cm. de diámetro libre, i una escalera de gato con pasos de  $\phi 1/2" @ 30.$ cm.

-Los otros detalles pueden verse en el plano.

ACCESORIOS.- El metrado es el siguiente:

1 canastilla 6"	2 codos 90º x 8"
1 válv. compuerta 6"	1 codo 180º - 4"
1 válv. compuerta 8"	1 Te 8" x 8".

T U B E R I A   D E   C O N D U C C I O N

En general la conducción puede estar constituida por conductos abiertos o canales i conductos cerrados, pudiendo - estos últimos funcionar por gravedad o a presión.

Los conductos abiertos, no son aconsejables para el caso de abastecimiento de agua a una población; pues están en continuo peligro de contaminación, aún cuando se tomen las medidas convenientes para evitarla i se disponga de una planta de tratamiento.

Los conductos cerrados que conducen el agua por gravedad, son los que no tienen toda su sección ocupada por el agua, correspondiendo su plano de carga a la superficie libre del líquido. Por consiguiente su trazo debe hacerse como en el caso de los canales, o sea siguiendo las curvas de nivel del terreno; resultando muy grandes en su longitud, por lo que generalmente su costo también resulta mas grande que una tubería de presión, aunque su costo por unidad de longitud resulte ser mas económico.

Los conductos a presión son los mas usados actualmente, porque pueden seguir un trazo recto, resultando de longitud mas pequeña que los anteriores. Para su trazo habrá que tener presente algunas consideraciones:

- Se cuidará que la tubería esté siempre debajo de la línea de presiones; pues si ocurriera lo contrario, se producirían presiones negativas, que traerían por resultado el acumulamiento de aire en esas zonas, i que impediría el paso del agua.



- Evitar las contrapendientes, que favorecen la retención del aire que arrastra consigo el agua.
- Se tendrá en cuenta de hacer las respectivas obras de arte al atravesar acequias, quebradas, ríos etc. con vadenes o puentes acueductos.
- Evitar que el flujo produzca fuertes golpes de ariete, que peligre la seguridad de la instalación.
- En los puntos altos se dispondrán válvulas de aire, i en los bajos válvulas de purga, que tienen por objeto eliminar los depósitos de gases i de material de acarreo, respectivamente. El mejor trazo de la tubería nos dará el menor número de estas válvulas.

CAPACIDAD DE LA LINEA DE CONDUCCION.- La capacidad de diseño

de la tubería de conducción, se determina de acuerdo al sistema de abastecimiento proyectado. Así tenemos:

- a)- En un sistema sin reservorio, la línea de conducción debe ser capaz de conducir el máximo horario, mas el gasto de incendio.
- b)- En un sistema con reservorio, la capacidad de la línea se calcula para el día máximo. La línea que conecta el reservorio con la red de distribución, en el caso de un reservorio flotante, se calcula con el máximo horario mas el gasto de incendio menos el máximo diario.
- c)- En un sistema con(planta de)reservorio i planta de tratamiento, la línea de conducción se calcula para el máximo diario con un aumento del 10 %, a causa de que la plan

ta consume una cierta cantidad del líquido.

CALCULO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION.- En nuestro caso particu

lar, la línea de conducción es corta, por lo que el problema no reviste mayor importancia tanto en su trazo como en su diseño. El trazo en planta i en perfil adoptados, pueden verse en los planos respectivos.

Debiendo tener la red de distribución, una cota piezométrica de 3095.53 m. en el punto de entrada A, i estando la captación en la cota 3142. m. (aproximadamente) que corresponde al nivel de rebose de la cámara de colección, habrá que perder una altura de

$$3142. - 3095.53 = 46.47 \text{ m.}$$

La longitud aproximada de la tubería de conducción es de  $L = 380. \text{ m.}$  ; entonces la gradiente en metros por kilómetro sería:

$$s = \frac{46.47 \text{ m.}}{0.38 \text{ Km.}} = 121. \text{ m./Km.}$$

Conociendo además, el gasto que debe de circular - por esta tubería, i que es el máximo diario, ó sean 24.2 litros por segundo, podemos conocer el diámetro necesario. Suponiendo que se emplearan tuberías de fierro fundido, con ayuda de un nomograma encontramos que el diámetro estaría comprendido entre 4" i 6".

Usando las de 4", tendremos que la gradiente hidráulica sería  $s = 148 \text{ m./Km.}$ , que daría una pérdida de carga:

$$h = s.L = 148. \times 0.38 = 56.20 \text{ m.} \quad 46.47 \text{ m.}$$

o sea que usaremos la de 6".

Con diámetro 6" i para un gasto de  $Q = 24.2$  lit./seg. encontramos que la gradiente hidráulica es de  $s = 20.3$  m./Km. con la que obtenemos una pérdida de carga de :

$$h = s.L = 20.3 \times 0.38 = 7.70 \text{ m.}$$

que es muy inferior a la que queremos perder. Esto quiere decir que necesitamos diseñar una cámara rompe-presión, que lo ubicaremos convenientemente. Esta alternativa la aprovechamos para usar dos clases de tubería para cada tramo:

a) De concreto Húme para el tramo captación - cámara rompe presión.

b) De fierro fundido para el tramo cámara rompe presión a la conexión con la tubería correspondiente a la red de distribución.

Ubicación de la cámara rompe-presión.- Estando la cota piezo-

métrica de llegada en el punto "A" de la red de distribución a 3095.53 m. de altura i usando como ya dijimos una tubería de fierro fundido de 6" , i para un gasto de 24.2 litros por segundo, la cámara estará aproximadamente en la cota 3100. m. , o sea 200. m. del punto "A". La pérdida de carga será:

$$h = sL = 20.3 \times 0.200 = 4.06 \text{ m.}$$

que añadiendo a la cota piezométrica del punto "A", tendremos la cota de la superficie libre del agua en la cámara rompe presión, o sea á:

$$3095.53 + 4.06 = 3099.59 \text{ m.} \cong 3099.60 \text{ m.}$$

que nos da una diferencia con la cota asumida de:

$$3100.00 - 3099.60 = 0.40 \text{ m.}$$

que será la diferencia entre la cota del terreno delante de la cámara i la superficie libre del agua en dicha cámara, como se puede apreciar en los planos respectivos.

La velocidad del flujo en la tubería de fierro fundido será de 1.36 metros por segundo.

Cabe anotar además que se han hecho varios tanteos para llegar a la solución anotada, para hallar la posición de la cámara en mención.

TUBERIA DE CONCRETO HUME. - Conectará la cámara de colección con la de rompe presión, con una longitud de 180. metros. Los tubos serán de 1.80 m. de longitud, con su respectivo collar de unión, i para resistir una presión de 10. libras por pulgada cuadrada.

La diferencia de altura entre las superficies libres del agua en la cámara colectora de la captación i en la de rompe presión será:

$$3142.30 - 3099.60 = 42.70 \text{ m.}$$

La gradiente hidráulica en la tubería, para el gasto de cálculo ( 24.2 lit./seg.), será:

$$s = \frac{h}{L} = \frac{42.70}{0.180} = 237. \text{ m./Km.}$$

Con la gradiente hidráulica hallada i el gasto de diseño, encontramos el diámetro 6" , i una velocidad de flujo de 2.00 metros por segundo, que sale menor que el máximo de 3.00 m/s. en esta calidad de tuberías.

Colocación de las tuberías.- Se harán siguiendo las mismas -  
indicaciones que para el tendido de las tuberías -  
de la red de distribución. Se hará también un lecho de tierra suel-  
ta en la zanja para el apoyo de la tubería. Como puede -  
verse en el trazo respectivo, no se necesitará ningún acceso-  
rio.

CAMARA ROMPE PRESION.- Se instalan cuando se quiere llegar con  
una presión dada al punto final de la conducción,  
como ocurre en nuestro caso, y no se diseña una válvula regu-  
ladora de presión por ser muy cara. En las cámaras el agua in-  
gresa libremente por una tubería a un depósito donde se anula  
la fuerza viva, partiendo por consiguiente la tubería que si-  
gue como si se tratara de una toma, disponiéndose pues de co-  
nexiones de toma, rebose, desagüe, ventilación etc.; también  
tiene su pequeña cámara de llaves, con su puerta de acceso, es  
calera etc.

La cámara en mención tendrá las dimensiones interio-  
res 2.50 x 2.00 x 2.00 metros de altura.

Las paredes, piso y muro ~~separador~~, tendrán las mis-  
mas dimensiones o espesores que los de la caja colectora.

Como la menor luz de cálculo, es la misma que la -  
de la caja colectora, y considerando además la misma sobrecar-  
ga, tendremos que la losa también será igual que la de la caja  
colectora : peralte de 10. cms.

+ A<sub>s</sub> → 5 φ 3/8"

- A<sub>s</sub> → 4 φ 3/8"

La armadura de temperatura también será la misma  $\phi 3/8" @ 40\text{cm.}$

Otros elementos de la cámara. Tenemos las siguientes:

-La entrada del agua a la cámara se hará por medio de la tubería de concreto Hume de 6", en la pared posterior.

-La toma de agua se hará por medio de una tubería de hierro fundido de 6" de diámetro, la que irá protegida por una canastilla o colador de 6", cuyo borde inferior estará a 0.20 m. del fondo. Tendrá su válvula en el anexo de llaves.

-El rebose estará constituido por una tubería de 6" que irá con una rejilla a una altura de 1.00 m. del fondo. (tiante). La tubería será de hierro fundido.

-El desague se hará por medio de una tubería de 6" de diámetro, apoyadas en el fondo, como en la caja colectora, i será de hierro fundido. Tendrá una válvula antes de la unión con la tubería de rebose.

-La ventilación se hará por medio de una tubería de hierro fundido de 4" con su codo a 180".

-El anexo de válvulas se hará en forma semejante al de la caja colectora. El ingreso para la inspección i limpieza se hará por medio de una tapa i marco de hierro fundido, i una escalera de gato.

-Igualmente se hará un enlucido de las paredes interiores de la cámara, para impermeabilizarla mejor, con un mortero de cemento i sika en la proporción de 0.50 Kg. por cada metro cuadrado de enlucido.

Accesorios.- El metrado es el siguiente:

1 codo 180° - 4"

3 codos 90° - 6"

2 válv. compuerta de 6".

1 Te de 6" x6".

1 canastilla de 6".

### T U B E R I A   D E   A D U C C I O N

Está constituida por la tubería que une la red de distribución con el reservorio de regulación, o sea el ramal-MR de los planos. Como ya hemos visto anteriormente, será de fierro fundido de 8" de diámetro, i tendrá 120. m. de longitud aunque en el cálculo de la red se ha tomado en 130. m.

Capacidad de esta tubería.- Se diseñará para su máximo gasto- ó sea para el funcionamiento de la red en el máximo horario i se produzca en ese instante un incendio.

Como el reservorio es flotante, por la tubería de conducción entra solamente el máximo diario. Entonces, la tubería de aducción tendrá que aportar un gasto Q :

$$Q = \text{Máx. Horario} + \text{Incendio} - \text{Máx. Diario}$$

Reemplazando con los valores conocidos, tenemos:

$$Q = 41.2 + 15.0 - 24.2 = 32.0 \text{ lit./seg.}$$

$$Q = 32.0 \text{ lit./seg.}$$

A base de este gasto se ha calculado en hojas anteriores, la red de distribución.

La velocidad máxima en el tramo considerado será:

$$v = 1.03 \text{ m./seg.}$$

Es necesario también anotar que el agua circula -

también en el sentido contrario, en los momentos de consumo mínimo en la red de distribución, pasando el agua que sobra a llenar el reservorio. Este flujo tendrá un gasto de  $q = 16.9$  lit./seg. que representa el 70 % del máximo diario, ya que el 30% se consume en la red. La velocidad del flujo en este caso será de 0.56 m./seg.

Colocación de la tubería.- Se hará siguiendo todo lo especificado para las tuberías de la red de distribución.

Solamente habrá que hacer una obra adicional para pasar la acequia que baja del manantial "Huacurragra". La obra consistirá en un molde de concreto simple 1:3:6, que defenderá a la tubería en todo el cruce de la acequia aludida, recubriendo a la tubería con unos 20. cm. de espesor, para evitar el ingreso del agua superficial.

Accesorios.- Llevará solamente 1 codo  $11\frac{1}{4}$  - 8" i 2 codos-90° - 8" .

### C L O R I N A C I O N

La adición de cloro al agua tiene por objeto desinfectarla , librándola de la acción bactericida. El cloro se combina con los compuestos minerales que pueda tener el agua o elementos en suspensión, trayendo como consecuencia el desprendimiento de oxígeno, cuyo poder reductor origina la desinfección. El cloro es muy usado tanto por su gran efectividad i su bajo costo.

Cantidad de cloro.- El cloro es un elemento químico muy activo i por consiguiente reacciona con muchas sustancias disueltas o en suspensión del agua; por consiguiente habrá q'



emplear una cierta cantidad de cloro para hacer frente a estas demandas de reacción i tener además otra cantidad de cloro llamado residual que hará frente a eventualidades. Esta cantidad de cloro se mide en laboratorios.

Si el agua es clara, (manantiales, pozos, etc.) se usan cantidades de cloro tales que den una concentración residual de 0.1 á 0.2 p.p.m. ( partes por millón ), después de un período de contacto de mas o menos 10. minutos. Si el agua es turvia, la desinfección no es eficiente, razón por la que hay que disponer de mas cloro; por otro lado, ciertas algas o impurezas que contiene el agua reaccionan con el cloro produciendo olores o alterando el gusto del agua; en aguas turbias el cloro residual debe tener una concentración de 0.2 á 0.5ppm. i se hace solamente en casos de emergencia, o de haber hecho una pre-clorinación, o cuando el agua a usarse es de muy mala calidad.

En nuestro caso supondremos que la cantidad de cloro necesario es de 0.2 p.p.m., que para la cantidad total de agua usada en el presente (para 2670. habitantes), nos dará un total de 1.7 lit/día de cloro. Usaremos un clorinador de presión tipo Wallace and Tiernan, situado en una caseta de clorinación , inmediatamente después de la caja colectora, ya que tenemos reservorio flotante i la longitud de la conducción es pequeña, para tener un mayor tiempo de contacto.

M E T R A D O    I    P R E S U P U E S T O

Después de haber obtenido los precios unitarios a -  
proximados de los diferentes trabajos i materiales que hay q'  
utilizar, i de sus cantidades, inserto el presupuesto en el -  
siguiente cuadro :

Cantidad	<u>Descripción</u>	Pr. Unitario		Precio Total	
		O.de M.	Material	O.de M.	Material Total

Seguiré el orden de como se presentan las obras des  
de la captación hasta el reservorio.

A.- CAPTACION.- Consistirá en una zanja de captación  
una caja colectora, i un buzón de limpieza e inspección.

a)-Zanja de captación: tendrá una longitud de 60.m.  
con una tubería de 8" de concreto simple, asentada en un lecho  
de concreto 1:3:6, i recubierta por capas de cazcajo tamizado  
de mayor a menor diámetro hasta 2.0m de espesor, arena 1.20 m  
i arcilla 0.80 m. en promedio:

Excavación de la zanja, de 4.00m. de altura promedio, i  
1.00 m. de ancho promedio= 6.0 m<sup>3</sup>/m.l. (terreno conglomerado-  
duro con pedrones) -----

60.m.l.	60.00		3600.00	
---------	-------	--	---------	--

Lecho de concreto simple de 0.20 m. de espesor i 0.6 m. de ancho

7.2 m <sup>3</sup>	11.70	162.40	84.24	1169.28
--------------------	-------	--------	-------	---------

Tubería de concreto simple de 8" hecho en el lugar a todo cos

	VIENEN//...		3684.24	1169.28
to, i colocación	-----			
60.m.l.	2.20	18.00	132.00	1080.00
Cazcajo para zanjas i colocación	-----			
118.m <sup>3</sup>	5.60	18.00	660.80	944.00
Arena para zanjas i colocación	-----			
126.m <sup>3</sup>	7.50	20.00	945.00	2520.00
1. Arcilla para las zanjas i colocación	-----			
106.m <sup>3</sup>	3.70	20.00	392.00	2120.00
b)-Caja colectora				
Concreto 1:2:4 para la caja, preparado i vaciado	-----			
9.1 m <sup>3</sup>	11.70	213.20	106.47	1940.12
Acero corrugado para refuerzo de la caja i escalines, do-				
blado i colocado	-----			
274. Kgs.	0.50	4.20	137.00	1150.80
Enlucido de la caja, con mortero 1:1	-----			
0.5 m <sup>3</sup>	20.00	423.50	10.00	211.75
Concreto 1:3:6 para muros en ala de 20.cm i 3.0 m.largo-				
2.64 m <sup>3</sup>	11.70	162.40	30.89	428.74
Madera para encofrado de la caja i muros en ala ( 0.70 so-				
les el pie-cuadrado de eucaliptus )	-----			
77. m <sup>2</sup>	0.40	7.80	30.80	600.60
Clavos i alambres				
10. Kgs.		6.00		60.00
Marco i tapa de fierro fundido, i colocación	-----			
1. N <sup>o</sup>	10.00	350.00	10.00	350.00
	VAN.....		6139.00	12575.29

VIENEN ..... 6139.00 12575.29

Niples de fierro fundido de 8" i de 0.5 m. de longitud promedio i calafateo, incluyendo plomo i estopa ----ñ-----

5. Nº 20.00 125.00 100.00 625.00

Niple de 6" de 0.50 m., calafateo, incluyendo plomo i estopa ----- .n-----

1. Nº 15.00 83.50 15.00 83.50

Tubería de 8" de fierro fundido para el desagüe, calafateo i colocación

10, m. 2.50 250.00 25.00 2500.00

Canastilla de 6" de fierro fundido -----

1. Nº 130.00 130.00

Válvula compuerta de 8" -----

1. Nº 2179.00 2179.00

Válvula compuerta de 6" -----

1. Nº 1360.00 1360.00

Codos de 90º - 8"

2. Nº 788.00 1576.00

1. Nº Te 8" x 8" 600.00 600.00

Tubería de ventilación i codo de 4" - 180º -----

1. Nº 200.00 200.00

c)- Buzón

Excavación para buzón de 4.0 m. de profundidad i diámetro de 1.60 m. -----

14. m<sup>3</sup> 4.30 60.20

Concreto 1:3:6, preparado i vaciado -----

4.44m<sup>3</sup> 11.70 162.40 52.80 721.00

VAN .....S/. 6392.00 22549.79

	VIENEN .....	/.	6392.00	22549.79
	Madera, encofrado i desencofrado	-----		
37. m <sup>2</sup>	0.40	7.80	14.80	288.60
	Clavos i alambre	-----		
2. Kg. •		6.00		12.00
	Acero corrugado para refuerzo	-----		
4.5 Kgs.	0.50	4.20	2.25	18.90
	Escalines de acero	-----		
15.4 Kgs.	0.50	4.20	7.70	64.68
	Enlucido i colocación	-----		
1.9 m <sup>3</sup>	20.00	423.50	38.00	804.50 <sup>4</sup> .
6. m <sup>3</sup> Relleno	4.00		24.00	
	Eliminación del desmonte			
6.8 m <sup>3</sup>	6.00		40.80	
	Transporte para toda la captación Lima-La Unión i local-			
4. Ton.		500.00		2000.00
4. Ton. ( Local )		50.00		200.00
	Totales		6519.95	25938.47 32458.42

B.- LINEA DE CONDUCCION.- Consta de dos tramos de tuberías separados por una caja rompe presión.

a) Tubería de concreto Húme reforzado de 189. m. de longitud, incluyendo el 5% adicional por roturas. Comienza en la caja colectora i termina en la caja rompe presión.

Excavación de zanja en terreno conglomerado duro i con pedromes, con ancho promedio de 0.70 m. i 1.60 m. de profundidad = 1.12 m<sup>3</sup>/ m.l.

189.m.l.	4.80		907.20	
Relleno de la zanja anterior, pisoneo i arreglo-----				
189.m.l.	3.00		567.00	
Tubos de concreto Húme reforzado de 6" por 6" por 10.li - bras/pg. <sup>2</sup> con su respectivo collar de unión, colocación i ca- lafateo -----				
189.m.l.	2.50	57.60	472.50	10886.40
Prueba i compostura de la tubería -----				
189.m.l.	1.00	0.50	189.00	94.50
Equipo clorinador Wallace and Tiernan, -----				
1. N°		35000.00		35000.00
Caseta de clorinación				
1. N°			500.00	6000.00
1. N° Codo6"-22½°		443.00		443.00
b) Cámara rompe presión, tendrá las mismas dimen - siones que la cámara colectora.				
Concreto 1:2:4 , preparado i vaciado i colocación-----				
9.1 m <sup>3</sup>	11.70	213.20	106.47	1940.12
Acero de refuerzo, escalines, doblado i colocado -----				
274. Kg.	0.50	4.20	137.00	1150.80
Enlucido de la caja con mortero 1:1 con sika (½ Kg/m <sup>2</sup> )-				
0.5 m <sup>3</sup>	20.00	423.50	10.00	211.75
Madera, encofrado i desencofrado -----				
53.m <sup>2</sup>	0.40	7.80	21.20	413.40
10. Kgs.	Clavos i alambre 6.00			60.00
VAN .....		S/.	2910.57	<b>56199.97</b>

VIENEN ..... /. 2910.57 56199.97

Marco i tapa de fierro fundido de 60. cm, colocación

1. N° 10.00 350.00 10.00 350.00

Niples de 6" de 0.5 m., calafateado con plomo i estopa---

6. N° 15.00 83.50 90.00 501.00

Tubería de 6" de fierro fundido para desagüe, colocación-  
i calafateado -----

7. m. 2.50 167.00 17.50 1169.00

Canastilla de 6" de fierro fundido

1. N° 130.00 130.00

Válvulas compuerta de 6" -----

2. N° 1360.00 2720.00

3. N° Codos 6"-90° 464.00 1392.00

Tubería de 4" de ventilación con codo 180° -----

1. N° 200.00 200.00

1. N° Te 6" x 6" 572.00 572.00

c) Tubería de 6" de fierro fundido, de 210. m. de longitud, incluyendo el 5% adicional por roturas i sobrantes. Empieza en la c mara rompe presión i termina en el punto A (red).

Excavación zanjás de 0.60 m. de ancho i 1.00 m. de profundidad = 0.6 m<sup>3</sup>/m.l. -----

210.m.l. 2.60 546.00

Relleno de zanjás, pisoneo i arreglo -----

210.m.l. 2.00 420.00

210.m.l. Tubería 6" 167.00 35070.00

VAN .....S/. 3993.87 99303.97

VIENEN..... S/.		3993.87	99303.97
Colocación i calafateo de la tubería de 6" -----			
210.m.l.	2.50	525.00	
Plomo en barras -----			
210.Kgs.	6.00	1260.00	
7. Kgs. Estopa alquitr.	8.00	56.00	
Prueba i compostura de tuberías -----			
210.m.l.	1.00	0.50	210.00 105.00

TUBERIA DE ADUCCION.-Será de 8" de fierro fundido, de 126. m.l. incluyendo el 5% por roturas i sobrantes. Empieza en el punto M de la red, i termina en el reservorio.

Excavación zanja de 0.60 x 1.2 m. de profundidad= 0.72m <sup>3</sup> /m			
126.m.l.	3.10	390.60	
Relleno de zanjas, pisoneo i arreglo -----			
126.m.l.	2.50	315.00	
126.ml. Tubería de 8"	250.00	36500.00	
Eliminación de desmonte (20% del volumen excavado)-----			
18. m <sup>3</sup>	25.00	450.00	
Colocación i calafateo de tuberías de 8"			
126.m.l.	3.00	378.00	
130.Kgs. Plomo en barras	6.00	780.00	
5.Kgs. Estopa alquitr.	8.00	40.00	
Prueba i compostura de tubería de 8" -----			
126.m.l.	1.00	0.50	126.00 63.00
1. N <sup>o</sup> Codo 8"-11 $\frac{1}{2}$ "	550.00	550.00	
VAN .....		S/.	6010.47 133035.97



VIENEN m.....	6010.47	133035.97
2 N° codos 8"-90°	788.00	1576.00
<p>Molde de concreto 1:3:6 para cruzar la acequia 0.6 x 0.6 x 3.5 m. de longitud = 1.26 m<sup>3</sup>, mezclado i vaciado</p>		
<p>Transporte para todo el rubro B, Lima-La Unión i local--</p>		
20. Ton.	500.00	10000.00
20. Ton. (local)	50.00	1000.00
Totales.....S/.	<u>7484.67</u>	<u>166074.37</u>
		<u>173559.04</u>

C.- RED DE DISTRIBUCION.- Comprende la instalación de 6031 m.l.de tuberías para el proyecto inmediato i de 1497. m.l. para la ampliación.Las tuberías serán de fierro fundido, de fabricación centrífuga, para presiones de trabajo de 150.- libras/pg<sup>2</sup>, en unidades de 5.50 m. Los metrados incluyen el 5% adicionales por roturas i sobrantes.

a) Proyecto inmediato:

<p>Excavación zanjas de 0.6 x 1.0 m. de profundidad =0.6m<sup>3</sup>/ml</p>		
6031.m.l.	2.60	15680.60
<p>Relleno de zanjas, pisoneo i reempiedro de calles-----</p>		
6031.m.l.	3.00	18093.00
<p>Eliminación de desmonte (20% de la excavación)-----</p>		
724.m <sup>3</sup>	25.00	18100.00
<p>Tubería de 4" de fierro fundido-----</p>		
3015.m.l.	119.00	358785.00
3016.m.l. Tub. 6"	167.00	503672.00
VAN.....S/.	51873.60	862457.00

	VIENEN.....S/.	51873.60	862457.00	
	Válvulas compuerta de 6"-----			
16. N°		1360.00		21760.00
	Válvulas compuerta de 4" -----			
23. N°		795.00		18285.00
	Grifos tipo flor de tierra, con su válvula compuerta de 4", e instalación de grifos -----			
13 N°		25.00	1745.00	325.00 22685.00
	Cajas de registro para válvulas i grifos, i coloacción de cajas i-válvulas-----			
54. N°		20.00	65.00	1080.00 3510.00
	Prueba i compostura de tuberías -----			
6031. m,1.		1.00	0.50	6031.00 3015.50
	Colocación i calafateo de tuberías -----			
6031.m.1.		2.50		15077.50
4.N° Tees 6"x6"		572.00		2288.00
21. N° " 6"x4"		507.00		10647.00
16.N° " 4"x4"		324.00		5184.00
2.N° Cruces 6"x6"		724.00		1448.00
1.N° " 6"x4"		658.00		658.00
" 4"x4"		410.00		1640.00
6.N° Codos 4"-90°		260.00		1560.00
" 6"-11¼°		330.00		660.00
2.N° " 6"-45°		443.00		886.00
1.N° Reducción 8"x6"		505.00		505.00
7.N° " 6"x4"		400.00		2800.00
12.N° Tapones de 4"		44.00		528.00
	VAN.....S/.	74387.10	960516.50	

	VIENEN .....	74387.10	960516.50	
	Transporte Lima-La Unión -----			
190. Ton.	500.00		95000.00	
	Totales Pr. Inmediato..S/.	74387.10	1055516.50	
b) Ampliación:				
	Excav. de zanjas 0.6 x 1.0 = 0.6 m <sup>3</sup> /m.l.			
1497.m.l.	2.60		3892.20	
	Relleno de zanjas, pisoneo i reempiedro de calles-----			
1497.m.l.	3.00		4491.00	
	Eliminación de desmonte (20% de excavación)-----			
180.m <sup>3</sup>	25.00		4500.00	
	Tuberías de 4", colocación i calafateo -----			
1497.m.l.	2.50	119.00	3742.50	178143.00
	Válvulas compuerta de 4" -----			
10.Nº		795.00		7950.00
	Cajas de registro para válvulas, i colocación de cajas i válvulas -----			
10.Nº	20.00	65.00	200.00	650.00
5. Nº Tees 4"x4"		324.00		1620.00
2. Nº Codos 4"-90º		260.00		520.00
1. Nº " 4"-11½º		197.00		197.00
	1. Prueba i compostura de tuberías			
1497.m.l.	1.00	0.50	1497.00	748.50
	Transporte Lima-La Unión -----			
40. Tons.	500.00		20000.00	
	Total Ampliación....S/.	18322.70	209828.50	228151.20
	Proy. Inmediato	74387.10	1055516.50	1129903.60
	Proyecto total..... S/.	92709.80	1265345.00	1358054.80

D.- RESERVORIO I CAMARA DE VALVULAS .- Será de concreto armado i de 2 cámaras, de 10.91 x 8.15 x 3.85 m. de altura cada una. La cámara de válvulas será de 3.0 x 3.0 x 3.50 m. de altura.

Excavación i preparado del piso, <del>88</del> -----				
675.m <sup>3</sup>	7.00		4725.00	
Cazcajo para drenaje del lecho del reservorio i cámara--				
100.m <sup>3</sup>	2.00	18.00	200.00	1800.00
Concreto 1:2:4 para todo el reservorio, preparado i vaciado				
270.m <sup>3</sup>	11.70	213.20	3159.00	57564.00
Revoque i enlucido del piso i paredes interiores i exteriores del reservorio ( 689.m <sup>2</sup> , con espesor de 1.5 cms.)				
10.4 m <sup>3</sup>	20.00	423.50	208.00	4404.40
Madera para formas ( 0.70 soles/m <sup>2</sup> ) encofrado i desencof.				
689. m <sup>2</sup>	0.40	7.80	275.60	5374.20
Fierro redondo corrugado para refuerzo, incluyendo corte, doblado colocación i desperdicios -----				
36000.Kgs.	0.50	4.20	18000.00	151200.00
Escalines , doblado i colocado -----				
48. Kgs.	0.50	4.20	24.00	201.60
Marco i tapa de fierro fundido de 0.6 m. de diámetro----				
2. N°	10.00	350.00	20.00	700.00
Clavos i alambre N° 16 para amarres -----				
500. Kgs.		6.00		3000.00
Concreto 1:3:6 para muros de la cámara de válvulas ( 0.25 m. de espesor), preparado i vaciado -----				
10.8 m <sup>3</sup>	11.70	162.40	126136	1753.92
Madera para formas de toda la cámara, encofrado i desenc-				
86. m <sup>2</sup>	0.40	7.80	34.40	670.80
Puerta de madera, para la entrada (2.m <sup>2</sup> ) colocación-----				
2.0 m <sup>2</sup>	10.00	200.00	20.00	400.00
Acero para ventana (1.x 0.6m.) 1/2" a 7.cm.-----				
40. Kgs.	0.50	4.20	20.00	168.00

VAN.....S/. 26812.36 227236.92

VIENEN..... 26812.36 227236.92

Concreto 1:2:4 para la losa de la cámara de válvulas, pre-  
parado i vaciado -----

1.2 m<sup>3</sup> 11.70 213.20 14.04 255.84

Acero corrugado para refuerzo de la losa, doblado i coloc.

51. Kgs. 0.50 4.20 25.50 214.20

Clavos i alambres-----

10. Kgs. 6.00 60.00

Tubería de 6" de fierro de fundición para el desagüe i re-  
bose, colocación i calafateo -----

24.m.l. 2.50 167,00 60.00 4008.00

Coladores de bronce de 8"-----

2. N° 300.00 1600.00

1. N° Te 3"x8" 600.00 600.00

2. N° Tees 8"x6" 826.00 1652.00

1. N° te 6"x6" 572.00 572.00

1. N° Cruz 6"x6" 724.00 724.00

6.N° Codos 6"-90° 464.00 2784.00

1. N° Codo 8"-90° 788.00 788.00

4. N° V lvulas 8" 2179.00 8716.00

2. N° " 6" 1360.00 2720.00

1. N° Ventilación 200.00 200.00

Colocación de accesorios

20.N° 22.00 440.00

Transporte Lima-La Unión i local-----

154.Ton. 500.00 77000.00

150. Tn.(Local) 50.00 7500.00

Totales.....S/. 26911.90 337070.96 363982.86

PROYECTO INMEDIATO

RESUMEN	Mano de Obra.	Materiales.
A/- Captación	6519.95	25938.47
B.- Línea de conducción	7484.67	166074,37
C.- Red de distribución	74387.10	1055516.50
D.- Reservorio i C. de V.	26911.90	337070.96
Totales.....S/.	115303.62	1584600.30
<u>VALOR TOTAL DE MANO DE OBRA I MATERIALES :</u>		
	<u>S/o/ 1'699903.92</u>	

PRESUPUESTO GENERAL

Valor total de M. de O. i Materiales .....	1'699903.92
Dirección Técnica i Administración 10%.....'	169990.39
Equipos i herramientas 3% .....	50997.12
Almacenes e instalaciones 2% .....	33998.08
Utilidad del contratista 10% .....	169990.39
Seguros de accidentes i Leyes sociales	
51% de M. de O. ( S/. 115303.62 ) .....	58804.85
Imprevistos 5% .....	84995.20
Gastos de Control Técnico de elaboración del del proyecto i ejecución de obras, 6% ( R.S. N° 52 de 4 de Abril de 1955 ).....	101994.23
TOTAL GENERAL .....	S/o. 2'370674.18

SON DOS MILLONES, TRESCIENTOS SETENTA MIL SETSCIENTOS SE-  
TENTICUATRO SOLES ORO 00/100.

PROYECTO INTEGRAL

RESUMEN	Mano de Obra.	Materiales.
A.- Captación	6519.95	25938.47
B.- Línea de conducción	7484.67	166074.37
C.- Red de distribución	92709.80	1'265345.00
D.- Reservorio i C. de V.	26911.90	337070.96
Totales.....S/o.	133626.32	1'794428.80
<u>VALOR TOTAL DE LA MANO DE OBRA I MATERIALES</u>		
	<u>S/o.</u>	<u>1'928055.12</u>

PRESUPUESTO GENERAL

Valor total de M. de O. i Materiales .....	1'928055.15
Dirección Técnica i Administración 10% .....	192805.51
Equipos i herramientas 3% .....	57841.65
Almacenes e Instalaciones 2% .....	38561.10
Utilidad del contratista 10% .....	192805.51
Seguros de accidentes i Leyes sociales	
51% de M. de O. ( S/. 133626.32) .....	68149.42
Imprevistos 5%.....	96402.75
Gastos de Control Técnico de elaboración del proyecto i ejecución de obras, 6% ( R.S. N° 52 de 4 de Abril de 1955 ).....	115683.31
TOTAL GENERAL.....S/o.	2'690304.37

SON DOS MILLONES SEISCIENTOS NOVENTA MIL, TRESCIENTOS CUA-  
TRO SOLES ORO 00/100.

## INDICE

CAPITULO I:- Generalidades .....	Pág. 1.
CAPITULO II :- Población .....	Pág. 5.
CAPITULO III:- Areas i densidades .....	Pág. 20.
CAPITULO IV :- Dotación i Consumo .....	Pág. 22.
CAPITULO V :- Fuentes de Aprovisionamiento i Anteproyecto .....	Pág. 37.
SEGUNDA PARTE : PROYECTO DE GRADO	
CAPITULO VI :+ Red de Distribución .....	Pág. 43.
CAPITULO VII :- Reservorio .....	Pág. 68.
CAPITULO VIII:- Captación .....	Pág. 125.
CAPITULO IX :- Líneas de conducción i aducción... + Clorinación.....	Pág. 131. Pág. 139.
CAPITULO X :- Metrado i Presupuesto .....	Pág. 141.

## INDICE DE PLANOS

PLANO N° 1.- Plano taquimétrico de la población.
PLANO N° 2.- Plano de áreas servidas.
PLANO N° 3.- Plano de la captación, conducción i red de distribución.
PLANO N° 4.- Plano de accesorios.
PLANO N° 5.- Plano del reservorio.
PLANO N° 6.- Perfil de la línea de conducción.
PLANO N° 7.- Plano de las obras de captación.



## BIBLIOGRAFIA

- "Arquitectura Hidráulica" Schoklitsch.
- "Conducción i Distribución del  
Agua Potable" ..... C. Levy.
- "Hidrología Urbanística" ..... Lázaro Urra.
- "Ingeniería Sanitaria" ..... A. Mendiola.
- "Abastecimiento de Agua" ..... Zardoya Morera.
- "Abastécimiento de Aguas" ..... A.D. Flinn  
Apuntes de clase (Abastecimiento).....Ingº Ponz Muzzo.
- "Clorinación" ..... " " "
- " El Hormigón Armado" ..... Moral,
- " Apuntes de clase de Concreto  
Armado".....Ing. J. Sarmiento.