

628.1
V393p

70-22

C. V. C.

Corporación Autónoma
Regional del Cauca

Proyecto del Acueducto
para
El Campamento de Yatacue
Alto Anchicaya

Enero — 1970 — Cali

PROYECTÓ:
CARLOS VASQUEZ H.
INGENIERO CIVIL

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 32. G NO. 40N-05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA
BIBLIOTECA

628.1
V 390p

C. _____ V. _____ C.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA.

PROYECTO DEL ACUEDUCTO PARA EL CAMPAMEN

TO DE YATACUE - ALTO ANCHICAYA.-

70-22

VII, 30/70

Cali, Enero 1.970

Proyecto:

vasquez
CARLOS VASQUEZ HURTADO.
Ingeniero Civil.

02963

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 38. G NO. 40N-08 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA
BIBLIOTECA

628.1
V 393p

C. _____ V. _____ C.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA.

PROYECTO DEL ACUEDUCTO PARA EL CAMPAMEN

TO DE YATACUE - ALTO ANCHICAYA.-

70-22

Cali, Enero 1.970

Proyecto:

vasquez
CARLOS VASQUEZ HURTADO.
Ingeniero Civil.

Chequeo de cont. VI, 30/70

02963

Ac-1

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA
BIBLIOTECA

ENERO 1.970

C. V. C.

SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA EL CAMPAMENTO DE YATACUE -ALTO ANCHICAYA.

CAPTACION.- Como fuente de captación se seleccionó la quebrada "La Loca cuyo caudal mínimo es de unos 100 litros por segundo y, 25 M³/seg. para avenida máxima, valor que se justifica hidrológicamente si se tienen en cuenta los siguientes factores:

1.- Area de drenaje (cuenca,) aguas arriba del sitio seleccionado para la bocatoma:

A= 3 Kmts. 2

2.- Topografía de fuertes pendientes.

3.- Cobertura vegetal densa y con humedad permanente.

4.- Precipitación pluvial 5 mts. al año.

5.- Lecho de la quebrada muy encañonado.

6.- Coeficientes de escorrentía, altos.

Dado que el caudal de diseño para atender el pico de demanda máxima es de 10 litros, como se justificará más adelante, se acepta la quebrada La Loca como capaz de suministrar el caudal de demanda -- máxima pues su caudal mínimo, (100 lts./seg.) está bastante por encima del caudal de diseño para todo el sistema (10 lts/seg.)

ESPECIFICACIONES SOBRE LA CALIDAD DE LA FUENTE DE AGUA.-

A continuación se transcriben algunas de las normas contenidas en el Manual de práctica recomendado para el saneamiento de agua (Manual of Recommended Water Sanitation Practice) editado originalmente en inglés por la "Federal Security Agency" del Servicio de Salud Pública, Washington, D. C., Boletín de Salud Pública

Ac-2

N= 296 y preparado en Español por el Centro Regional de ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional (A.I.D.).

1.- La fuente y su protección.

- a) El agua de abastecimiento se debe obtener, cuando es posible, de la fuente más recomendable y se deben hacer esfuerzos para evitar o controlar la polución de esa fuente. Si la fuente no está adecuadamente protegida por medios naturales, el abastecimiento debe quedar protegido por tratamiento.
- b) Se deben verificar reconocimientos sanitarios frecuentes al sistema de abastecimientos de agua, para localizar e identificar los riesgos de salud que existan en el sistema. La forma y la frecuencia de estos reconocimientos y el sistema que se establezca para la eliminación de los riesgos de salud que se descubran estarán sujetos al programa que aprueben la agencia informante y la autoridad certificante.
- c) La aprobación de un abastecimiento de agua depende, en parte, de :
 - 1.- La estricta aplicación de reglamentos que eviten el desarrollo de riesgos de salud;
 - 2.- La protección adecuada de la calidad del agua en todas las partes del sistema, según se demuestre por recomendaciones frecuentes;
 - 3.- La operación apropiada del sistema de abastecimiento de agua, bajo la responsabilidad de personal cuya idoneidad sea aceptable tanto para la agencia informante como para la autoridad certificante;
 - 4.- Su capacidad adecuada para satisfacer las demandas máximas sin que se provoquen bajas presiones u otros riesgos de salud.

En cuanto a las normas generales sobre estudios y construcción de acueductos se refiere, especificadas por el Insfopal se informa lo siguiente:

Captación de aguas superficiales.- En los ríos o quebradas, la captación se hará en los tramos rectos o en la orilla exterior de las curvas. Para asegurar una derivación de gasto --

Ac-3

constante en los pequeños cursos de agua, la captación que se proyecte podrá ser de los tipos de fondo ó de represa. En los cursos de agua de caudal medio superior a 2 M³/seg, aproximadamente se acepta la captación de tipo lateral. Teniendo en cuenta las experiencias suministradas por los ingenieros de - Acuavalle en cuanto a bocatomas se refiere, se ha diseñado una bocatoma mixta (lateral y de fondo) con el fin de asegurar una captación normal durante todo tiempo de servicio.

LOCALIZACION DE LA BOCATOMA.- (CAPTACION)

Después de una adecuada inspección en una longitud de unos 500 metros a lo largo de lecho de la quebrada La Loca y por encima de la cota 625 se estableció que desde todo punto de vista técnico, la bocatoma se debe localizar sobre la cota 635.50 tomada sobre el eje de la misma quebrada.

CAPACIDAD DE LA BOCATOMA.-

Caudal de avenida máxima $Q = 25 \text{ M}^3/\text{seg.}$

Velocidad probable : $V = 5 \text{ Mts}/\text{seg.}$

Sección transversal de seguridad: $A = Q/V$

$A = 25/5 = 5 \text{ M}^2.-$

Adoptando una cresta de presa de 3.10 Mts. de longitud, resulta una altura de la sección transversal hidráulica de $5.00/3.10 = 1.61 \text{ mts.}$ Se asume 1.70 mts.

C O T A S .-

Cota de fondo lecho quebrada	635.50
Cota cresta presa.	636.30
Cota coronamiento aletas: $636.30 + 1.70 =$	638.00

El diseño general de la bocatoma se ajusta a los modelos que el Insfopal recomienda para bocatomas de fondo y de tipo lateral. Este tipo de bocatoma resuelve en gran parte los problemas hidraulicos que presentan las tomas de un solo tipo; así por ejemplo una bocatoma tiene de fondo la tendencia a reducir su capacidad

cuando la galería que comunica a la rejilla de fondo con la cámara de lodos acumula arenas que logran pasar la rejilla, anotándose por otra parte, la dificultad de limpiar dicha galería en forma permanente; ante estas circunstancias la presencia de una rejilla lateral puede compensar las deficiencias anotadas anteriormente en la toma de fondo. La rejilla lateral puede quedar aislada - en el caso que el cauce de la fuente se recargue hacia la orilla opuesta de la rejilla lateral; con el objeto de prevenir este inconveniente se ha inclinado senciblemente la cresta de la presa hacia las aletas opuestas a la rejilla lateral.

Caudal de Diseño.- El sistema de acueducto se proyecta para atender 1.500 personas. El Insfopal recomienda para poblaciones hasta de 5.000 habitantes un consumo máximo diario de 1,8 veces el consumo medio diario el cual se especifica en 150 lts/hab./día.

Consumo máximo diario = $1,5 \times 150 = 225$ lts/hab/día.

Consumo máximo horario = $1,8 \times 225 = 405$ lts/hab/día.

$$\text{Caudal } Q = \frac{405 \times 1500}{86.400} = 7,03 \text{ lts/seg.}$$

Si se tiene en cuenta que el sistema de consumo es libre y no controlado por medidores domiciliarios, se asume finalmente un caudal de diseño de $Q W = 10$ lts./seg. = 0.01 M³/seg. que a su vez, da capacidad para atender un hidrante (5 lts/seg.) en caso de incendio. ll

Cálculo de la sección de admisión de la rejilla de fondo.

Caudal de la fuente $Q = 100$ lts/seg. ; $V = 0.50$ Mts/seg. ancho de la cresta de la presa : $b = 3.10$ mts.

$$Q = V.A ; A = Q/v = 100/0.50 = 0.20 \text{ Mts } 2$$

$$\text{Tirante : } Y = A/b = 0.20/3.10 = 0.07 \text{ mts.}$$

se asume $Y = 10$ cmts.

La descarga $Q_w = 10$ lts/seg depende exclusivamente de la cabeza hidráulica efectiva sobre la rejilla punto (1). Cuando la dirección del flujo que pasa por la rejilla es aproximadamente vertical, la pérdida de energía es despreciable siendo la cabeza de entrada prácticamente igual a la energía específica; luego $E = 10$ Cmts. Para fines prácticos, se desprecia la pendiente de la cresta del vertedero la cual, contribuye a aumentar E y se supone que la altura hidráulica a todo lo largo de la cresta es de 10 cmts., esto queda muy bien justificado si se tiene en cuenta el fondo deforme del lecho de la quebrada en las proximidades de la presa (aguas arriba) por sedimentación ó depósito del material fluvial.

$$L = \frac{Q_w}{C b \sqrt{2gE}} \quad (\text{V.T. Chow}) \quad (L=1; \theta = 0) \quad \begin{array}{l} L = \text{Coeficiente de Coriolis} \\ \theta = \text{Inclinación rejilla.} \end{array}$$

$Q_w = 10$ lts/seg = 0.01 M³/seg. Caudal de entrada.

$E = \text{Area libre de entrada} / \text{area total de la rejilla} = 1.5 / 2.5 = \frac{3}{5}$

$C = \text{Coeficiente de descarga en orificios y/o ranuras. } C = 0.5$

$b = \text{Ancho total de los espacios entre varillas} = 0.27$ mts.

El valor de E se tomo en base a que los espacios libres entre varillas de la rejilla de fondo (ranuras) es de 2.5 cmts. y el espacio ocupado por una varilla de $\varnothing 1''$ es de 2,5 cmts.

$$L = 0.01 / \left(\frac{3}{5} \times 0.5 \times 0.27 \times 19.6 \times 0.10 \right) \text{ (mts.)}.$$

$L = 10$ cmts.- Se toma por factor de seguridad 3 luego el ancho de la rejilla será de 30 cmts. ✓

El valor $b = 0.27$ mts se obtuvo así : largo de la rejilla = 0.80 mts. ; menos 2 anchos de los ángulos que forman el marco ($2 \times 0.04 = 0.08$) $0.80 - 0.08 = 0.72$ mts.; un espacio libre entre varillas y una varilla cubren un ancho de $1,5 + 2,5 = 4$ cmts. número de espacios $72/4 = 18$ y $18 \times 1,5 = 27$ cmts.

Diseño del perfil de la bocatoma.

Perfil tipo Creager

Flujo variado rápido.

Notación:

He = Cabeza total de energía
Incluye $V^2/2g$.

Ha = $V^2/2g$

Hd = Cabeza de diseño

h = Altura de la presa (asumida)

h = 0.80 mts.

Cd = 4,03 Coeficiente de descarga.

Q = $CL(Hd)^{1.50}$ (cfs)

Ac-7

La cabeza de velocidad $V^2/2g$ se desprecia cuando $h > 1,33 H_d$.
 resulta: $H_a = 0$ y $H_e = H_d$.

$Q = 100$ lts/seg. caudal mínimo de la quebrada la Loca. Ancho de la presa $L = 3.10$ mts.

Asúmimos, $H_a = 0$: despreciable.

Altura del agua ó cabeza de diseño : $H_d^{1.50} Q/C1$

$1 M3 = 35,3$ Pies 3 .

100 lts/seg = $0.10 M3$ seg = 3.53 cfs.

$1M.L = 3.28$ pies

$L = 3.10$ mts. = $3.10 \times 3.28 = 10.17$ pies.

$(H_d)^{\frac{3}{2}} = 3.53/4.03 \times 10.17 = 3.53 / 40.99 = 0.0861$

$H_d = (86,1)^{2/3} \times 10^{-2} = 19,4 \times 10^{-2} = 0,194$ pies = 0.059 mts.

$H_d = 6$ cmts.

Teniendo en cuenta que la cabeza de diseño, resultó tan pequeña, se ha adaptado el perfil que aparece en la plancha correspondiente a la bocatoma por razones prácticas.

Rejilla lateral. - Como se informó al principio de este estudio,

la bocatoma aunque se ha proyectado combinada, (de fondo y lateral) , se asume que la rejilla lateral representa una seguridad adicional en la admisión del agua captada, por esta razón se omitió su cálculo hidráulico, anotandose que su diseño se tomó en base a criterios prácticos.

Galería ó canal de fondo. Esta galería sirve para intercomunicar la rejilla de fondo con la cámara de arenas; su sección transversal está constituida por una figura geométrica compuesta de un se micírculo de radio 15 cts. y un rectángulo de 15×30 con una área total de : $A_s = 0.15 \times 0.30 + 0.5\pi R^2$

$$= 0.045 + 0.035 = 0.08 M2$$

Area libre de la rejilla = $(0.30 - 2 \times 0.04) \times 0.27 = 0.22 \times 0.27$

$$= 0.059 M2. < 0.08 \quad o.k$$

Pendiente del fondo de la galería = $0.10 / 1.80 = 5,6 \%$

C O N D U C C I O N

Bocatoma - Desarenador .-

Caudal por transportar: $Q = 10$ lts/seg.

Tipo de tubería: A-c \emptyset 6" clase 25.

Cota clave salida de bocatoma 635.85

(635.70 + 0.15)

Teniendo en cuenta que el agua que sale de la bocatoma puede contener sólidos en suspensión, arena y arcillas, es recomendable que el desarenador se localice lo más próximo a la misma bocatoma con el fin de prevenir sedimentación en la línea de conducción, lo cual reduce considerablemente la capacidad transportadora de la tubería, anotándose además que su limpieza no deja de ser una operación complicada. Por las razones anteriores, se ha localizado el desarenador en el punto más conveniente y próximo a la bocatoma. Por otra parte no fué posible colocar el desarenador de inmediato a la bocatoma por impedirlo las condiciones topográficas tan difíciles que presenta la cuenca de la quebrada La Loca.

Tomando como origen la salida de la bocatoma en cuanto a dscisarlo se refiere y, siguiendo la línea de proyecto para la conducción, se ha logrado establecer una zoma adecuada para la construcción del desarenador el cual se encuentra comunicado a la bocatoma por una tubería de 33.90 mts. de longitud.

Se asume una pendiente del 2% para ésta conducción teniendose:

$$Q = 10 \text{ lts/seg}, \quad I = 0.02 \quad \emptyset 6" \text{ A-C}$$

El monograma de la fórmula de Willim Hazen para $C = 140$ dá unas pérdidas de cabeza de 0.00225 Mts/mt/.

Pérdidas de cabeza entre la bocatoma y el desarenador :

$$H_f = 38.00 \times 0.00225 = 0.0857 \text{ mts.}$$

Velocidad del agua : $V = 0.58$ mts./seg.

Teniendo en cuenta que la velocidad es baja y que el coeficiente de rugosidad de la tubería A-C se altera por el posible depósito de arenas a todo lo largo de la misma tubería,

Se conviene aumentar las pérdidas en un 50% o sea que las pérdidas de cabeza entre la bocatoma y desarenador serán de :

$$1,5 \times 0,0857 = 0,12855 \text{ mts.} = 0,13 \text{ mts.}$$

Cotas: (Ver cuadro de cálculos tubería de conducción).

Cota clave salida de la bocatoma.	635.85
Cota clave llegada desarenador.	633.50
Cota piezométrica salida bocatoma	635.85
Cota piezometrica entrada desarenador	635.77
Cabeza disponible entrada desarenador	
635.77 - 633.50.	2.27

Como puede observarse, la cabeza piezométrica teórica, a la entrada del desarenador, es un poco alta, anotandose que la cabeza piezométrica real debe ser menor por cuanto no se han computado las pérdidas menores por accesorios los cuales, son del orden de 1.00 mt. para el presente caso. Se advierte además, que el depósito de arenas a lo largo de la tubería aumenta las pérdidas por fricción. En resumen, la presión a la entrada del desarenador puede ser del orden de 1.20 mt.

CUADRO DE CALCULOSTUBERIA DE CONDUCCION.-

A-C Ø 6''' -Clase 25 ; Q=10 Lts./ Seg. ; C=140

Pérdidas unitarias según William & Hazen : $h_f = 0.00225 \text{ Mts./ mt.lin.}$

T R A M O.	Abscisa. Punto extremo	PROYECCIONES		•LONGITUD. Real Tuberia	COTA DEL TERRENO .	
		X	Y		INICIAL	FINAL
0 - 1	9.50	9.50	0.40	9.50	635.85	637.00
1 - 2	11.50	2.00	1.45	2.40	637.00	635.00
2 - 3	17.50	6.00	0.00	6.00	635.00	634.35
3 - 5	33.50	16.00	0.50	16.00	634.35	633.90
5 - 6	44.70	11.20	0.00	Desarenador	633.90	634.00
6 - 11	108.70	64.00	0.50	64.00	634.00	633.30
11- 13	139.70	31.00	0.80	31.00	633.30	633.80
13- 14	163.70	24.00	8.00	25.30	633.80	625.00
14 -15	174.70	11.00	7.20	13.10	625.00	618.00
15 -16	186.70	12.00	0.20	12.00	618.00	618.00
16 -17	199.70	13.00	7.70	15.10	618.00	626.00
17 -18	208.20	8.50	2.70	9.00	626.00	628.10
18 -19	221.20	13.00	2.00	13.20	628.10	629.40
19 -20	260.20	39.00	1.00	39.10	629.40	629.10
20 -21	280.20	20.00	2.00	20.10	629.10	627.30
21 -22	292.20	12.00	0.00	12.00	627.30	627.00
22 -23	321.20	29.00	3.00	29.20	627.00	630.00

SUMA 317.00Mts.

El cuadro anterior continúa en la página siguiente.

T R A M O.	COTA CLAVE		PENDIENTE	PERDIDAS	COTAS PIEZOMET.			
	T U B E R I A				Y/ X	h _f	INICIAL	FINAL
	INICIAL	FINAL						
0 - 1	635.85	635.45	0.042	0.021	635.850	635.829		
1 - 2	635.45	634.00 *	0.725	0.005	635.829	635.824		
2 - 3	634.00	634.00	0.000	0.014	635.824	635.810		
3 - 5	634.00	633.50	0.031	0.036	635.810	635.774		
5 - 6	633.50	633.30	0.000	2.110	635.774	633.660		
6 - 11	633.30	632.80	0.011	0.144	633.200	633.056		
11 - 13	632.80	632.00	0.026	0.070	633.056	632.986		
13 - 14	632.00	624.00*	0.333	0.057	632.986	632.929		
14 - 15	624.00	616.80 *	0.654	0.029	632.929	632.900		
15 - 16	616.80	616.60	0.017	0.027	632.900	632.873		
16 - 17	616.60	624.30 *	0.592	0.034	632.873	632.839		
17 - 18	624.30	627.00 *	0.317	0.020	632.839	632.819		
18 - 19	627.00	629.00	0.154	0.030	632.819	632.789		
19 - 20	629.00	628.00	0.026	0.088	632.789	632.701		
20 - 21	628.00	626.00	0.100	0.045	632.701	632.656		
21 - 22	626.00	626.00	0.000	0.027	632.656	632.629		
22 - 23	626.00	631.68	0.103n	0.066	632.629	632.560		

* Deflexiones verticales de la linea de tubería que requieren codos verticales.

CHEQUEO de los cálculos :

$$0.00225 \times 317.00 = 0713 \quad ; \quad 0.713 + 2,570 = 3,282$$

$$635,850 - 3,282 = 632,560 \quad \text{O.K.}$$

Ac-12

DESARENADOR

El servicio de Salubridad pública de Estados Unidos de América, hace las siguientes recomendaciones sobre características físicas del agua :

Límites: El agua de bebida no debe contener impurezas que ofendan la salud y en especial los sentidos de la vista, del sabor ó del olfato. En general no se deben exceder los siguientes límites:

Turbiedad : 5 unidades. (partes por millón = mgr./litro)

Color : 15 unidades.

Número de olor incipiente : 3

Ya que la turbiedad se manifiesta principalmente por la presencia de sólidos en suspensión en el seno de una agua, es preciso tratar de clarificar el agua inicialmente por medios hidráulicos de decantación cuando la turbiedad es mayor que los índices mínimos aceptados. Aunque los valores de los informes sobre exámenes físicos de las aguas por captar en la quebrada la Loca son relativamente bajos, -- cabe anotarse que es preciso incluir un desarenador en el sistema del acueducto con el fin de poder atender una eliminación de sólidos en suspensión en el momento que sea necesario. El criterio anterior se puede fortalecer cuando no se dispone de un registro de datos físicos de la quebrada en un período largo, lo cual permita cubrir por lo menos, las principales fluctuaciones de turbidez durante un año, con el fin de realizar un estudio estadístico adecuado, y así, presentar un diseño del desarenador en forma mas real. Para tratar la ocurrencia de una turbiedad alta, se parte del supuesto de que las aguas de La Loca pueden aumentar su turbiedad en tal forma que existan en suspensión el tamaño mínimo de arenas, limos y arcillas o sean aquellas cuyas partículas fluctúan entre tamaños de 0.25 . . . 0.1 m.m.

Normas del Insfopal sobre desarenadores: El período de retención para el gasto total de agua que llegue al desarenador, se recomienda -- sea de 20 minutos como mínimo ($tr = 20'$), con una profundidad efectiva del tanque de 1,50 mts a 1,80 mts; la relación entre ancho y largo varía de 1:3 a 1:6 ; puede usarse 1:4 cuando no se dispone de modelo del Insfopal. Debe dejarse una capacidad adicional al tanque,

Ac-13

para dar cupo al volumen de los sedimentos. A la entrada se instala un bafle ó tabique a fin de hacer uniforme el flujo dentro del desarenador, cuya altura sea por lo menos las $2/3$ partes de la profundidad del tanque. El dispositivo de salida del desarenador puede tener un vertedero a todo lo ancho del tanque con el fin de impedir el acceso de materias flotantes a la salida de las aguas. Se proyecta además un vertedero de excesos a la entrada del desarenador con el fin de regular el caudal requerido .

CALCULOS.

Tiempo de retención : $Tr = 25$ minutos.

Altura efectiva : $H = 1.50$ mts.

Caudal de diseño: $Q = 10$ lts./seg.

Coeficiente de Stokes : $E = 3$ (Rendimiento 75% sedimentación continua.)
STOKES

Velocidad de asentamiento : $Vy = E h/Tr = 3 \times 1.500/20 \times 60$
 $Vy = 3,75$ m.m/seg.

Velocidad horizontal : $Vx = 10$ m.m/seg. (asumida).

Relación de velocidades : $K = \frac{Vx}{Vy} = \frac{10}{3.75} = 2,66$

Longitud del desarenador: $L = K E H = 2,66 \times 3 \times 1,50 = 11,97$ mts.

Relación entre ancho y largo : $\frac{1}{4} = \frac{a}{L} = \frac{a}{11,97}$

ancho del desarenador : $a = 11,97 / 4 = 3$ mts.

Resumen de los cálculos:

- 1.- Tiempo de retención : $Tr = 20$ minutos.
- 2.- Longitud : $L = 11,97$ mts.
- 3.- Altura efectiva : $H = 1,50$ mts.
- 4.- Ancho 3 mts.-

Teniendo en cuenta que las dimensiones anteriores se han obtenido en el supuesto de tener una turbiedad alta, lo que se traduce en un desarenador un poco antieconómico, a continuación se determinan las dimensiones más convenientes para el desarenador.

- 1.- Largo total = 11,20 mts.
- 2.- Ancho = 1.50 mts.
- 3.- Altura util = 1.20 mts.

Aunque el Insfopal recomienda una altura efectiva mínima de 1,50 mts, por experiencia se asegura una mejor decantación cuando la misma altura es menor que 1,50 mts para casos como el presente.

Cálculo de pérdidas en el desarenador. Area sección transversal útil:

$$A_u = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ M}^2$$

$$\text{Caudal : } Q = 10 \text{ lts./seg} = 0.01 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Teniendo en cuenta que aunque las paredes interiores del desarenador van repelladas con mortero de cemento y que el fondo del mismo desarenador está constituido por una placa de concreto pulimentado, resulta que la rugosidad de la superficie aumenta al depositarse arenas en el fondo. El flujo en el desarenador es de tipo laminar -- subcrítico. Para el cálculo de las pérdidas emplearemos la fórmula de Manning. (Sw = So = Sf: flujo uniforme)

$$Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

n = 0.02 Coeficiente de rugosidad.

$$A = 1,80 \text{ M}^2 = 1,80 \times 10,76 = 19,37 \text{ pies}^2$$

R = A/P = Radio hidráulico ; P = Perímetro mojado.

$$P = 1,50 + 2 \times 1.20 = 3,90 \text{ mts.} = 3,90 \times 3,28 = 12,79 \text{ pies}$$

$$R = 19.37 / 12.79 = 1,55 \text{ pies.}$$

$$Q = 0,01 \text{ M}^3/\text{seg} = 0.01 \times 35,3 = 0,353 \text{ pies cub. /seg.}$$

$$S^{1/2} = Q \cdot n / 1,49 \times A \times R^{2/3}$$

$$S^{1/2} = 0.353 \times 0.02 / 1,49 \times 19,37 \times (1.55)^{2/3} ; (1,55)^{2/3} = 1.34$$

$$S^{1/2} = 0.19 \times 10^{-4}$$

Como se ha comprobado, las pérdidas son prácticamente nulas, con lo cual se puede asumir que, el nivel del agua a la entrada se conserva a la salida.

C O T A S .-

Cota clave entrada al desarenador.	633.50
Cota piezométrica entrada al desarenador.	635,77
Altura de energía disponible a la entrada.	2,27 mts.
Cota nivel aguas entrada desarenador	633.66
Cota cresta del rebosadero.	633.66

Cota cresta del vertedero.	633.36
Cota clave salida tubería conducción.	633.20
Cota coronamiento muros laterales	633.96
Cota válvula de fondo desarenador	631.96
Cota losa de fondo camara rebose.	633.02

Especificaciones:

Los desagües serán en tubería de gres Ø 8"

La pendiente del desagüe principal será del 10%

La pendiente del desagüe de excesos será del 5%

Las paredes laterales del desarenador serán en mampostería de ladrillo de 1ª en tizón y con mortero de pega 1:2. El repello será en mortero 1:4 y solo se aplicará interiormente. En la plancha del desarenador se indican dimensiones, refuerzos, mezclas y detalles de construcción. Las paredes del desarenador pueden ser de concreto.

Conducción: Desarenador - Planta de Tratamiento. (x)

Caudal : 10 lts./seg.

Tubería: A-C Ø 6"

Pérdidas : hf = 0.00225 mts./mt.

Longitud tubería desarenador planta: L = 299.80 mts.

Cota clave salida desarenador 633.20

Pérdidas totales $0.00225 \times 283.10 = -0.637$ mts.

Cota piezométrica salida desarenador 633.20

Cota piezométrica entrada a la planta : $633.20 - 0.64$ 632.56

Cota clave tubería entrada planta 629.70

Altura de energía disponible entrada planta: $632.56 - 629.70$ 2,86 mts.

Teniendo en cuenta que la cabeza de energía a la entrada a la planta no debe ser superior a 1.50 mts., se adopta finalmente una cota de clave para la tubería de conducción a la entrada a la planta de :

$$632.56 - 1.56 = 631.00$$

Cabeza necesaria a la salida del desarenador para evitar que entre

aire a la tubería : $\frac{V^2}{2g} + 0.5 \frac{V^2}{2g} = 1,5 \frac{V^2}{2g}$.

$$h = 1,5 \frac{V^2}{2g} = 1,5 \times 0.57 \times 0.57 / 19,62 = 0.487 / 19,62$$

h = 0.024 mts. por encima de la clave.

Ac-16

Se ha tomado una cabeza de 25 cms. que de acuerdo a la realidad - práctica, asegura un funcionamiento aceptable.

TRATAMIENTO DE LAS AGUAS CRUDAS.

El tratamiento más adecuado para las aguas crudas o de estado natural, tomadas de la quebrada "La Loca " está íntimamente ligado con las características físicoquímicas y bacteriológicas propias de la misma fuente, las cuales se determinan por medio de series de análisis de laboratorios realizados durante un periodo largo (año) con el fin de establecer índices máximos, mínimos y promedios que en forma aceptable sean representativos de la variaciones de las propiedades ó características del agua, lo que sin lugar a dudas, representa un módulo guía en el diseño y dimensionamiento de las unidades de tratamiento que sean requeridas.

A continuación se transcriben algunos resultados obtenidos en los análisis de las aguas de la Loca.

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 32. G NO. 40N°05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

Ac-17

Nº	ANALISIS Y DETERMINACION DE :	Límites Obtenidos.	Límites de Servicio.-
1	Color real (unidades)	8-27	0-20
2	Turbiedad (p.p.m S, O ₂)	1-7.5	0-10
3	pH (unidades)	7.1-7.7	6,5-8.5
4	Alcalinidad total (p.p.m CaCO ₃)	14-16.0	
5	Dureza total (p.p.m.CaCO ₃)	5-8.0	0-100
6	Residuo total (p.p.m)	49-189	
7	Residuo no filtrable (p.p.m)	5-134	
8	Carbonatos (p.p.m CO ₃)	0-0	
9	Bicarbonatos (p.p.m H CO ₃)	17.08-19.52	
10	Hierro total	0.10-0.10	0-0.30
11	Dureza de carbonato p.p.mCaCO ₃	3-5	
12	Alcalinidad fenol y anaranjado	0-0	
13	Calcio (p.p.m.Ca)	1.08-2.00	0-75.00
14	Magnesio (p.p.m. Mg.)	0.24-0.73	0-125.00
15	Mangneso (p.p.m.Mn)	0-0	0-0.05
16	Silicatos (p.p.m.SiO ₂)	11-15	
17	Sabor	Aceptable	No objetabl e
18	Olor	Aceptable	No objetable
19	Coliforme N. M.P.	240-2.400	0-1/100 ml.

De acuerdo a los análisis anteriores, se puede concluir que el agua cruda de la quebrada la Loca es aceptable para el consumo desde el punto de vista físico-químico.

TRATAMIENTO RECOMENDADO.-

CON el fin de presentar un agua de tipo agradable a la vista, y sana solo se requiere como tratamiento, el de color, turbiedad y desinfección. El color y la turbiedad se mejoran notablemente al decantar - las aguas en el desarenador y luego por filtración se clarifican notablemente.

Ensayos de Floculación. La turbiedad máxima de las aguas de la que - brada la Loca obtenida en los análisis de varias muestras es de 10 (p.p.m. $S_1 O_2$) valor que de acuerdo a los límites máximos admitidos por Normas de Saneamiento de aguas, es aceptable y prácticamente no requiere tratamiento especial. Para efectos de seguridad, se han efectuado ensayos de floculación en el laboratorio de Emcali- Planta del Acueducto de San Antonio así:

Período de mezcla rápida: (100 r.p.m.) durante 1 minuto.

Período de floculación : (40 r.p.m.) durante 20 minutos.

Coagulante: Sulfato de Aluminio .- (SO_4) $3 Al_2$.

Conclusiones: La formación de floc. es deficiente, de tamaño muy reducido, con lo cual no se logra una buena decantación. Por el contrario la adición del coagulante ha rebajado el p.H. del agua cruda haciendola más ácida lo que facilita la corrosión de los accesorios metálicos del sistema. Por las razones anteriores, se concluye que el proceso de floculación se debe descartar. Se puede recomendar una -- precloración de las aguas crudas, con el fin de ayudar el proceso - de la filtración de las mismas. Finalmente se deja muy en claro que una turbiedad alta requiere floculación.

PLANTA DE TRATAMIENTO

En función a los estudios y recomendaciones anteriores, la planta se proyecta con los siguientes unidades:

- 1.- Cámara de llegada y quietamiento.
- 2.- Precloración (opcional).
- 3.- Filtro.
- 4.- Cárcamo de aguas filtradas y clorinación.
- 5.- Bombeo para lavado del filtro.
- 6.- Tanque para lavado del filtro.

Todos los niveles de la planta se proyectarán en tal forma que permitan en cualquier momento dado ampliar la planta con el fin de poder incluir el sistema de floculación. (Aforo- Mezcla rápida - floculador - sedimentador) en caso de que sea necesario.

CAMARA DE LLEGADA Y AQUIETAMIENTO.

Caudal de diseño = 10 lts./seg.

Cota clave tubería A-C \varnothing 6" punto de entrada a la planta 631.68

El fin principal que se persigue con esta unidad, es el de reducir al mínimo la energía cinética con que llega el agua por la tubería de conducción \varnothing 6" y así lograr un régimen tranquilo del flujo, antes de que pase a el filtro.

Cabeza de energía a la entrada de la cámara:

$$632.56 - 631.68 = 0.88 \text{ mts.}$$

Se ha tomado para el diseño de la cámara de aquietamiento un modelo aceptado por el Insfopal para 10 lts./seg.

C A L C U L O S .

Cabeza disponible a la entrada de la cámara = 0.88 mts.

Pérdidas por transición de tubería a tanque $V^2/2g$.

$$0.57 \times 0.57 / 19.62 = 0.017 \text{ mts. (muy pequeña).}$$

Se asume que, el nivel del agua logra una cota de : 632.40

Diametro exterior tubo A-C \varnothing 6" = 18 cmts.

Cota de fondo cámara : 631.68 - 0.18 ----- 631.50

Profundidad del agua en la cámara. 632.40 - 631.50 hw = 0.90 mts.

Ancho del vertedero : b = 1.00 Mt.

Altura del vertedero; hv = 0.80 mts.

Altura de la lámina de agua : 0.90 - 0.80 = 0.10 mts.

Sección transversal hidráulica A = 1.00 x 0.10 = 0.10 M₂.

Velocidad del agua en el vertedero ; V = Q/a = 0.01/0.10

$$V = 0.10 \text{ Mts./seg.}$$

Altura del agua en el canal de salida Hs = Q/V. b = 0.01/0.10 x 0.30

$$Hs = 2/3 = 0.335 \text{ mts.}$$

Cota nivel agua canal salida : 631.50 + 0.15 + 0.33 = 631.98

Se omitió la pérdida de cabeza por la contracción del canal de salida

de la cámara por razones prácticas.-

CANAL ENTRE CÁMARA AQUIETAMIENTO Y FILTRO

Cota salida cámara quietamiento ----- 631.65 Fondo
 -----631.98 Superficie.

Cotas del vertedero:

fondo : $631.65 - 0.05 = 631.60$
 Superficie agua : $631.60 + 0.33 = 631.93$

Cotas canal entre vertedero y filtro.

Fondo salida: $631.60 - 0.50 = 631.10$
 Superficie agua : $631.10 + 0.33 = 631.43$

Teniendo en cuenta que las cotas de la planta deben dar margen para incluir la unidad futura de floculación, es necesario tener en cuenta las siguientes pérdidas de cabeza:

Altura reservada para vertedero.	0.53 Mts.
Pérdida en el floculador rápido.	0.10 "
Pérdida en un floculador hidráulico.	<u>0.57 "</u>
Pérdida total reservada.	1.20 Mts.

Se anota que, en el caso de diseñar y construir la unidad de floculación, se dispone además de una cabeza adicional de 0.88 mts. con la cual llega el agua a la entrada de la planta.

Cota salida del vertedero:

Superficie del agua $630.95 + 0.33$ 631.28
 Fondo canalsalida. 630.95

Cotas canal entrada al filtro:

Pérdidas posibles en floculadores $0.10 + 0.57 = 0.67$ mts.
 Cota superficie agua. $631.28 - 0.67 = 630.61$
 Cota fondo canal entrada. $630.95 - 0.67 = 630.28$

Precloración. Se puede inyectar solución de cloro a la salida de la cámara de quietamiento con el fin de lograr un mejor proceso de fil-ya que el cloro es un agente oxidante y por lo tanto puede contribuir a aumentar el tamaño de las partículas en suspensión que van a quedar suspendidas en el filtro.

F I L T R O:Admisión:

1.- Canaleta. Ancho: 0.45 mts.

Altura total: 1.10 mts.

2.- Compuerta lateral \varnothing 6"

Area = 0.01824 m₂.

Velocidad = 0.010/0.01824 = 0.55 mts./seg/

Máximo especificado: 0.61 mts./seg.

Pérdida de carga $KV^2/2g$

= 0.2 x 0.55 x 0.55/ 19.62 = 0.003 mts.

Dimensiones del filtro.

Caudal : Q = 10 litros/seg. = 160 G.P.M.

Rata de filtración : 2 GPM/pie 2. = 117 M³/M² x día.

Area de filtración necesaria: 160/2 = 80 pies 2

longitud asumida 10 pies = 3.05 metros.

Ancho 8 pies = 2.44 metros.

Relación 10/8 = 1.25 límites especificados: 1.25 a 1.33

Fondo del filtro.- Se usarán placas eternit de 2 x 2 pies, 20 en total; hay proveedor en Cali.

Lecho filtrante.

1.- Se recomienda una capa de arena con tamaño efectivo entre 0.45 y 0.55 m.m con coeficiente de uniformidad entre 1.5 y 1.6.

Espesor de la capa E_a (metros)

E_a = V d³ H/K en la cual :

V = 117 M³/ M² x día. (rata de filtración)

d = 0.50 m.m diámetro efectivo.

d = 0,80 m.m promedio

H = 2.40 mts. Pérdida de carga disponible en mts.

K = 50 índice de rompimiento.

E_a = 117 x (0.50)³ x 2.40/50 = 0.70 metros.

2.- Capa de grava.- El espesor total de la capa de grava se calcula con la siguiente fórmula.

E_g = K (log d + 1.40) (pulg.)

En donde:

K = coeficiente entre 10 y 12 (se asume 10)

d = 1,5" tamaño mayor de gradación (pulgadas).

$E_g = 10 (\log. 1.5 + 1.40) = 15.76 "$

$E_g = 40$ cmts.

La grava se colocará en 5 capas de espesor y tamaño diferentes en la siguiente forma (gradación descendente) $E_g = K (\text{Log } d + 1.40)$.

d" =	3/32	3/16	3/8	3/4	2/3	
$E_g "$ acumulado	3.72	6.73	9.74	12.75	15.76	
$E_g "$ por capa	3.72	3.01	3.01	3.01	3.01	
$E_g "$ por capa	9	8	7	8	8	total= 40 cmts.

Especificaciones para la arena y la grava.-

La rena debe ser de granos resistentes y duros, pueden ser redondeados ó angulosos, no debe contener más del 1% en peso de partículas laminadas o planas y estará libre de arcilla, limo, barro polvo u otro material extraño. El 95% por lo menos debe ser insoluble al sumergirla durante 24 horas en ácido clorhídrico caliente en proporción 1 a 1, sin agitación. La arena no contendrá más del 2% de calcio y magnesio considerados en conjunto y tomados como carbonato de calcio $Ca CO_3$.

La arena deberá tener un tamaño efectivo comprendido entre 0.45 m.m y 0.55 m.m. y un coeficiente de uniformidad entre 1.5 y 1.6. No más del 1% en peso será más fina de 0.25 m.m y no más del 10% será mayor de 0.8 m.m.

Ac-23

Las muestras requeridas para los análisis se tomarán en base a 25 lbs.

En cuanto a la grava se refiere, será de tipo dura, fuerte, durable, bien redonda, de alto peso específico, libre de partículas, barro, arcillas, arena y sedimentos orgánicos.

La grava sin triturar sumergida durante 24 horas en ácido clorhídrico frío, deberá permanecer insoluble en un 25%. Las muestras para los análisis se tomarán de 10 kgs. para cada tamaño.

CANALETA DE LAVADO.-

La velocidad de lavado será de 0.60 mts./minuto. siendo 24 pulg/min = 0.01 mts./seg.

Area del filtro: $3.05 \times 2.44 = 7.44 \text{ M}^2$.

Velocidad de lavado: $0.01 \text{ mt./seg} = 0.01 \text{ M}^3 / \text{M}^2 \times \text{seg}$.

Caudal de lavado : $7.44 \times 0.01 = 0.0744 \text{ M}^3/\text{seg}$.

Caudal que debe evacuar la canaleta : $0.0744 \text{ M}^3/\text{seg} = 74.4 \text{ lts./seg}$.

la canaleta tendrá un ancho de 40 cmts. y será de descarga libre y sin pendiente. Para estas condiciones se obtiene del abaco de Miller (Elnis) una altura máxima del agua de 0.30 mts.-

Con el fin de que la canaleta no se ahogue, se asume una altura total de 40 cmts.

Sección transversal de la canaleta $0.40 \times 0.40 \text{ mts}$.

Espesor de muros y placa de fondo de la canaleta = 0.10 mts.

Distancia de la canaleta al muro: $(3.05 - 0.40 - 0.20) / 2 = 1.225 \text{ mts}$.

La canaleta verterá a un canal de desague de 0.41 mts. de ancho.

El fondo de la canaleta debe estar por lo menos a $0.70 / 2 = 0.35 \text{ mts}$. sobre la arena.

Dejando un pequeño margen adoptamos para esa distancia 0.42 mts.

Altura del agua sobre la arena : = 1,42 mts.

Altura total del filtro.

Altura o borde libre	0.31 mts.
Distancia del nivel del agua al borde de la canaleta	0.50 "
Altura total de la canaleta	6.50 "
Distancia del fondo de la canaleta a la superficie de la capa de arena	0.42 "
Espesor capa de arena	0.70 "

	Ac-24
Espesor capa de grava	0.42 mts.
Altura falso fondo	0.25
Altura total; s u m a	<u>3.08 mts.</u>

EFLUENTE DEL FILTRO.

1.- Tubería \emptyset 4" A-c A = 0.008" M2

V V = 0.010/0.00811 = 1.23 mts/seg.

Límites: 0.90 y 1.80 mts.

El efluente puede regularse por un controlador de \emptyset 4" (Filter efluente Rate of Flow Controller). Similar al modelo RCE de Builders - Providence, el cual sirve para regular caudales desde 0.08 MGD (55.6 G.P.M.) hasta 0.32 M.G.D. (222.2 G.P.M.)

El gasto por regular este controlador es de 10 lts./seg/ (158.5 G.P.M.).

2.- CANAL COLECTOR DE AGUAS FILTRADAS.

Para la recolección de las aguas filtradas se ha diseñado un cárcamo - canal de 0.60 mts. de ancho, 0.50 mts de profundidad a todo lo ancho del filtro el cual termina en un compartimento ó cámara de bombeo de 1.00 x 1.50 mts. y 1.50 de profundidad. De este cárcamo se bombeará el agua hasta el tanque elevado requerido para lavar el filtro; igualmente saldrá de éste cárcamo la tubería de aguas filtradas que se deben llevar al tanque de distribución.

CLORACION. (Desinfección). La aplicación de cloro gaseoso diluido se efectuará en el mismo cárcamo - canal de aguas filtradas, se empleará un clorador del tipo Wallace & Tiernan que pueda dosificar desde 0.5 kg/día hast 3 kgs./día.

TUBERIA PARA LAVADO DE FILTROS.

Caudal: Q = 74.4 lts./seg., \emptyset 8" , A = 0.0324 M2

V = 0.0744/0.0324 = 2.30 mts./seg.

límites admitidos (2.40 a 3,60 mts./seg).

El caudal de lavado puede regularse por un controlador \emptyset 8" (Wash water controller), similar al modelo RCE de Builders - Providence, el cual sirve para regular desde 420 G. P.M. HASTA 1680.

El gasto por regular este controller, ser' a de 74.4 lts./seg. (1180 GPM) .

DESAGUE DE LOS FILTROS.-

$$Q = 74.4 \text{ lts./seg. } \phi 8'' \quad A = 0.0324 \text{ M}^2.$$

$$V = 2,30 \text{ Mts/seg. (límites: 1,20 y 2.40 mts./seg.)}$$

El desgüe se controla por una válvula de compuerta de operación manual. Para que la descarga de la canaleta de lavado al canal sea libre, es necesario que la distancia entre el fondo de la canaleta y la clave del desagüe sea superior a la altura necesaria para producir la velocidad.

$$H = h_v + h_f \text{ en donde:}$$

h_v = altura para producir velocidad.

h_f = pérdida de carga en la compuerta.

$$h_v = V^2 / 2g = 2,30 \times 2,30 / 19,62 = 0.27 \text{ mts.}$$

$$h_f = K V^2 / 2g = 0.11 \times 0.27 = 0.03 \text{ mts.}$$

$H = 0.30 \text{ mts.}$ - O sea que el fondo del desagüe debe quedar a una distancia, del fondo de las canaletas, mayor de : $0,30 + 0.20 = 0.50 \text{ m}$

TANQUE PARA LAVAR EL FILTRO. Este tanque será del mismo tipo que el tanque de distribución y estará ubicado a una cota más alta que la de la planta y en sus vecindades. A la capacidad necesaria para el lavado del filtro se adiciona un volument de almacenamiento para las necesidades de la planta (consumo en la planta).

Volumen necesario para lavado = 1,5 veces el calculado para lavar el filtro (Norma Insfopal). Gasto de lavado = 0.0744 M³ /seg.

Período de lavado: 3 minutos.

$$\text{Volumen necesario : } 1,5 \times 0,0744 \times 3 \times 60 = 20,09 \text{ M}^3$$

Dimensiones del tanque : 2.50 x 4,00 mts. por 2,60 mts de profundidad.

Altura del fondo del tanque sobre la parte superior de la arena: 40 pies = 12,20 mts.

Profundidad neta 2.25

borde libre 0.25

Diam. rebose 0.10

Espesor losa 0.20

s u m a 2.80

BOMBEO AL TANQUE DE LAVADO.

BOMBEO AL TANQUE ELEVADO.

El bombeo se efectúa por acción de una moto-Bomba localizada sobre el cárcamo de aguas filtradas del cual se succionará la misma agua.

Se instalará una bomba de reserva igual.

Capacidad del tanque = 20 M³ = 20.000 lts.

Tiempo de llenado 1 hora = 3.600 seg.

Caudal de bombeo : $Q = 20.000 / 3.600 = 5.55 \text{ lts./seg.}$

Díámetro de sección : 2" (tubería galvanizada)

Díámetro de impulsión : 2" (hasta la tee de 2" x 8")

Cálculos.-

Altura dinámica total : A. D. T.

$$ADT = H_s + H_d + V^2 / 2g.$$

H_s = Altura dinámica de succión.

H_d = Altura dinámica de impulsión.

$$H_s = h_s + f_s.$$

$$H_d = h_d + f_d. \text{ siendo :}$$

h_s = altura estática de succión.

h_d = altura estática de impulsión.

f_s = pérdidas de carga en la succión

f_d = pérdidas de carga en la impulsión.

Teniendo en cuenta que el caudal de descarga en una motobomba es regulable con la válvula de salida y que se pueden asumir unas pérdidas - f_s y f_d un poco altas con el fin de lograr un diseño de la motobomba adecuado, se tiene :

$$f_s = 0.50 \text{ mts. (para pérdidas mayores y menores)}$$

$$f_d = 1,50 \text{ mts. (para pérdidas mayores y menores)}$$

Cota nivel agua entrada a la canaleta de repartición del filtro 630.61

Cota nivel agua en el filtro 630.60

Diferencia de altura entre nivel del agua en el filtro y nivel mínimo en el cárcamo (asumida) 3.67 mts.

$$\begin{aligned} \text{Cota nivel mínimo del agua en el cárcamo : } & 630.60 - 3.67 \\ & = 626.93 \end{aligned}$$

$$\text{Cota nivel del piso galería de ductos: } 626.93 + 0.47 = 627.40$$

$$\text{Cota eje de bombas } 627,40 + 0.26 = 627.66$$

$$\text{Cota nivel superficie capa arena : } 630.60 - 1,42 = 629,18$$

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 3a. G NO. 40N°05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

Ac-27

Cota fondo tanque de lavado $629.18 + 12,20 = 641.38$ Cota rebose del tanque de lavado: $641.38 + 2.25 = 643,63$

hs = Cota eje bomba = Cota nivel mínimo agua en el cárcamo.

hs = $627.66 - 626.93 = 0.73$ mts.

hd = Cota rebose tanque lavado - Cota eje de bomba.

= $643.63 - 627,66 = 15,97$ mts.ADT = $0.73 + 15,97 + 0.50 + 1.50 + 0.27$

ADT = 18,97 mts.

Potencia de la bomba (e = 0.65, eficiencia).

 $P = \frac{5,55 \times 18,97}{0.65 \times 75} = 2,16$ H P.

Se deben instalar 2 motobombas de 2 H D c/u de las cuales, una será de emergencia. El tanque elevado tendrá un flotador para controlar el bombeo.

El rebose del tanque será de 4" \emptyset para aliviar capacidad cuando el sistema no funcione adecuadamente.

Resumen de cotas.Nivel del agua:

a) Canaleta reparto al filtro	630.61
b) En el filtro	630.60
c) Mínimo en el carcamo de bombeo	626.93
d) Rebose tanque de lavado	643.63

Fondo unidades:

a) Canaleta reparto al filtro :	629.81
b) Canal desague filtro	627.86
c) Canaleta de lavado	629.70
d) Filtro	627.83
e) Galería de conductos:	627.40
f) Tanque de lavado	641.38

Coronamiento muros:

a) Filtros	630.95
b) Borde canaleta lavado	630.10
c) Pasarela	631.05
d) Piso edificio planta.	630.95
Clave salida tubería de la planta.	627.07

LINEA DE TUBERIA - PLANTA TRATAMIENTO - TANQUE DISTRIBUCION

Caudal - 10 lts./seg. : Ø 6" A.C.

Cota clave salida planta: 627.07

Longitud tubería : 12.50 Mts.

Pérdida unitaria : hf = 0.00225 Mts / M.L.

Pérdidas en la tubería : 12.50 x 0.002 = 0.025 Mts.

Se asumen unas pérdidas totales de 17 cmts.

Cota clave entrada tanque : 627.07 - 0.17 = 626.90

Cota clave salida del tanque - 626.90 - 2.90 = 624.00

TANQUE DE DISTRIBUCION.

Las normas del Insfopal recomiendan una capacidad del tanque de distribución equivalente al 40% del consumo medio diario.

si se asume un caudal medio diario de 250 litros por persona, para una población de 1.500 habitantes se tiene :

$$0.40 \times 250 \times 1.500 / 1.000 = 150 \text{ M}^3$$

Aunque el acueducto que se diseña, es de tipo rural cabe anotarse que la no existencia de un control en el consumo (mediadores, tarifas, etc.) representa un factor negativo a la seguridad de que con un tanque de 150 M³, se reserva suficiente agua para servir el campamento en cualquier momento de demanda máxima. Además la falta de la unidad de floculación en la planta de tratamiento indica que en el momento de que la turbiedad del agua cruda sea excesivamente alto, durante e'pocas de invierno, el filtro se colmatará muy rápido lo que se traduce en una reducción del caudal filtrado. Ante este evento, se asume un tanque de 200 M³ cuyo diseño se ha tomado de los modelos del - Insfopal.

RED DE DISTRIBUCION.

Caudal de diseño 10 litros / segundo.

Cota clave salida tanque distribución 624.00

Cota de servicio mínima posible 550.00

Diferencia máxima de alturas 74.00 Mts.

El dato anterior indica que la zona global de servicio tiene una topografía bastante pendiente por lo cual es necesario que las pérdidas por fricción en la red sean altas con el fin de reducir la presión de servicio en aquellos puntos donde esa presión es mayor de 50 metros.

Se asume una tubería matriz de diámetro 4 pulgadas (Ø 4") Tipo A. C- clase 25.

Distribución de caudales .-

Una distribución de caudales de acuerdo a las demandas de cada edificio ó concentración de edificios para el caso presente es difícil de efectuar por múltiples razones tales como la falta de precisión en la apreciación de la demanda por unidad de área servida.

Por consiguiente, se propone una distribución de caudales por unidad de longitud de tubería .

Longitud total de la red. 858.00 metros. la Etapa

Caudal unitario : $10 \text{ lts./seg}/853.00/\text{MT.} = 0.01172 \text{ ltr./seg./metro.}$

Para facilitar los cálculos de la red, se presenta un cuadro de cálculos elaborado en la siguiente forma.

Número de columnas 14.

La primera columna se denomina " TRAMOS ", ó sea que en ella están anotados todos los tramos que forman la red; cada tramo está referenciado por la nomenclatura de sus extremos. Ejem. tramo P-1, P-2 quiere decir: origen P-1 y extremo P-2.

La segunda columna se llama "LONGITUD ", en ella se anotan las longitudes en metros de cada tramo.

La tercera columna sirve para colocar el valor correspondiente al metraje ó abscisado de la línea principal ó tubería matriz de toda la red. Se ha tomado como KO + 000 el punto de salida de la tubería en el tanque de distribución.

Cuarta columna.- Denominada diámetro, aquí se anota el diámetro seleccionado para cada tramo en pulgadas y especificando la clase de tubería a usarse.

Quinta columna.- Esta columna se llama " LONGITUD ACUMULADA", sirve para anotar la longitud total de la red que se desarrolla de un punto determinado hasta el extremo más alejado de la misma red. Si se

toma el punto P-1, la longitud acumulada será de 853.00 metros o sea toda la red.

Sexta columna. Denominada: "Caudal del tramo", en ella se consig-nan los valores correspondientes a los caudales totales que deben circular por cada tramo (demanda en ruta mas resto de red.)

Los caudales se calculan multiplicando el consumo unitario ($q = 0.01172$ lts./seg./ M.L.) por el correspondiente valor de lon-gitud acumulada de red calculada para cada tramo.

Septima columna. : Esta columna se denomina " PERDIDA UNITARIA " (Mts./M.L.), en ella se anotan los valores calculados por la fórmu-la de William & Hazen para $C = 140$, tubería A.C., a partir de un cau-dal dado (Caudal del tramo) en litros por segundo y el diámetro co-rrespondiente en cada tramo. Estos valores se han tomado del "NOMO-GRAMA ETERNIT ".

Octava columna.- "PERDIDA EN EL TRAMO ". Esta columna contiene los -valores correspondientes a la pérdida de cabeza de presión por fric-ción en cada tramo; dichos valores se obtienen multiplicando la pér-dida unitaria por la longitud de tubería que hay entre dos puntos considerados.

Columna.- : COTAS PIEZOMETRICAS.- En esta columna se anotan las co-tas de la línea piezométrica de la red. Se toma como cota de parti-da la cota de la clave de la tubería a la salida del tanque de dis-tribución, ya que existe la posibilidad de que el nivel del agua en el mismo tanque alcance la cota de salida. (Esto es de ocurrencia muy remota). Si el tanque permanece totalmente lleno, las presiones de servicio que dan automáticamente aumentadas en una cantidad equi-valente a la profundidad del agua en el mismo tanque.

Cotas del Terreno.- En esta columna se han anotado las cotas mas desfavorables a cada punto de la red, o sean aquellas cotas que co-rresponden a los niveles de explanación.

Presión de Servicio.- En esta columna se anotan los valores corres-pondientes a la presión de servicio en cada punto principal de la red del acueducto. Su cómputo se logra por diferencia entre las cotas pie-zométricas y las cotas de terreno.

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 3ª. G NO. 40N-05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

Ac-31

COTAS CLAVE TUBERIA. Se recomienda que la clave de la tubería de la red esté por lo menos un metro por debajo de las cotas del terreno.

P R E S U P U E S T O

CLAVE	DETALLE	UNID.	CANTD.	V/UNID.	V/TOTAL.
	<u>CAPITULO I</u>				
	Construcción de una Boca toma de concreto reforza do y ciclopeo.				
1.1	<u>EXCAVACIONES.</u>				
	Hasta una profundidad de 2.00 mts. Así:				
	Roca.-				
	Incluye: Dinamita y bom- beo.	M3	14.00	100.00	1.400.00
	Conglomerado.-				
	Incluye: Dinamita y Bom- beo	M3	6.00	80.00	480.00
	Desvío y achique de aguas - global.				1.500.00
1.2	<u>PRESA.</u>				
	Concreto ciclopeo 1:2:4 Rajón Incluye formaleta.	M3	6.00	500.00	3.000.00
1.3	<u>Camaras de arenas y lo- dos.-</u>				
	Concreto 1:2:4 con 80 Kgs. de Fe.	M3	9.00	1.000.00	9.000.00
	Suministro e instalaci ^o n én de rejillas.	Un.	2.00	600.00	1.200.00
1.4	<u>Suministro y colocaci^on</u> de l ^o s siguientes acce- sorios:				
	a) Compuerta de cortina H.F Ø 8" con rueda de - manejo y eje de 3.00 Mts. y pasamuro.	Un.	2	2.500.00	5.000.00
	b) Idem como a) pero Ø 6" y pasamuro.	Un.	1	2.000.00	<u>2.000.00</u>

S U M A \$23.580.00

Imprevistos 10% 2.358.00

Valor total Bocatoma \$25.938.00

CAPITULO II

Construcción de un
Desarenador

Largo total - 11.20 mts.
Ancho util - 1.50 mts.
Altura util - 1.50 mts.
Concreto 1:2:4: con 80 Kgs.
de Fe incluye formaleta.

1.1	<u>Excavación.</u>				
	a) Roca.	M3	25.00	90.00	2.250.00
	b) Conglomerado condina- mita.	M3	10.00	70.00	700.00
	c) Tierra	M3	5.00	15.00	75.00
1.2	<u>Concreto reforzado</u>	M3	12.00	1.300.00	15.600.00
1.3	<u>Suministro e instalación</u> de los siguientes accesorios				
	a) Compuerta de fondo Ø8" UN.	1	3.000.00		3.000.00
	b) Desagües y drenaje				3.000.00
				SUMA \$	24.625.00
	Imprevistos 10%				2.462.50
	VALOR TOTAL DESARENADOR				\$ 27.087.50

CAPITULO III

Tubería de conducción
Bocatoma - planta de tra-
tamiento.

Diámetro 6 pulgadas.

Tipo eternit - clase 25

3.1	Suministro y colocación de tubería Ø6" A.C.	M.L	350.90	120.00	42.108.00
	Incluye : atraques con- creto.				

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 32. G NO. 40N-05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

P-3

3.2	<u>Excavaciones: H=1.20 Mts.</u>				
	a) Tierra	M3	50.00	15.00	750.00
	b) Conglomerado con dinamita.	M3	100.00	70.00	7.000.00
	c) Roca	M3	100.00	90.00	9.000.00
3.3	<u>Suministro y colocación</u> de los siguientes <u>accesorios</u> .				
	a) Codos de 11 $\frac{1}{4}$ " x 6"	UN.	3	450.00	1.350.00
	b) Codos de 22 $\frac{1}{2}$ " x 6"	UN.	3	450.00	1.350.00
	c) Codos de 45" x 6"	UN.	3	450.00	1.350.00
	d) Tees de 6" x 4"	UN.	1	900.00	900.00
	e) Ventosas \emptyset 1"	UN.	2	200.00	400.00
	f) Valvulas \emptyset 4"	UN.	1	1.500.00	1.500.00
3.4	<u>Construcción de Viaductos</u> Incluye: estructura metálica y fundaciones en <u>concreto</u> .	M.L	20.00	750.00	<u>15.000.00</u>
				SUMA	80.708.00
	Imprevistos 10%				<u>8.070.80</u>
	VALOR TOTAL CONDUCCION				<u>\$ 88.778.80</u> =====

CAPITULO IV

Planta de tratamiento.

4.1	Construcción edificio de la planta - la etapa	M2	30.00	1.000.00	30.000.00
4.2	<u>Explanación.</u> (Bulldozer)				
	a) Tierra.	M3	400.00	5.00	2.000.00
	b) Conglomerado	M3	150.00	7.00	1.050.00
	c) Roca	M3	150.00	10.00	1.500.00
4.3	Excavaciones cajeo y ci- mientos a mano.				
	a) Tierra.	M3	90.00	15.00	2.250.00
	b) Conglomerado = <u>Dinami</u> ta	M3	25.00	70.00	1.750.00
	c) Roca.	M3	25.00	100.00	2.500.00

4.3	<u>Estructuras de concreto</u> 1:2:4 con 100 kg. de fe por M3 Incluye formaletas imper meabilizante etc.	M3	40.00	1.300.00	52.000.00
4.4	Suministro e instalación de los siguientes equipos y accesorios:				
	a) Válvula Ø 6" H.F eje corto	UN.	3	2.000.00	6.000.00
	b) Válvula Ø6" H.F eje largo brida.	UN.	1	2.500.00	2.500.00
	c) Válvula Ø8" H.F eje largo brida.	UN.	1	3.000.00	3.000.00
	d) Válvula Ø4" H.F eje largo brida	UN.	2	1.500.00	3.000.00
	e) Válvula Ø 4" H.F eje corto	UN.	1	1.200.00	1.200.00
	f) Válvula Ø8" H.F Corti na eje largo	UN.	1	3.000.00	3.000.00
	g) Válvula Ø8" H.F eje corto.	UN.	1	2.600.00	2.600.00
	h) Válvula Ø 6" H.F Cor tina eje largo	UN.	1	2.500.00	2.500.00
	i) Reducción 4" x 8" HF	UN.	1	700.00	700.00
	j) Tee 4" x 4" H. F	UN.	1	500.00	500.00
	k) Tee 6" x 6" H.F	UN.	3	1.200.00	3.600.00
	l) Tee 8" x 4" H. F	UN.	1	1.200.00	1.200.00
	m) Tee 8" x 2" H.F	UN.	1	1.000.00	1.000.00
	n) Coladera Ø 6"	UN.	1	300.00	300.00
	o) Coladera Ø 8"	UN.	1	500.00	500.00
	p) Motobombas pH=2-220 volt. incluye: cola deras Ø2" tubería suc cion e impulsión con accesorios Ø2" Galva nizados.	Global			20.000.00
	q) Tubería A.C Ø 8" inclu ye excavación, suminis tro y colocación.	M.L	15.00	180.00	2.700.00

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 3a. G NO. 40N-05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

P-5

r) Tuberia H.F Ø 4"	M.L	6.00	80.00	480.00
s) Equipo de cloración Wallace & Tiernan con con todos sus acceso- rios 2 cilindros-Dosi- ficador y báscula.	Global			<u>20.000.00</u>
			SUMA	167.830.00
t) Imprevistos 15% (arenay grava filtran- tes)				<u>25.174.50</u>
VALOR TOTAL PLANTA			\$	<u>193.004.45</u> =====

CAPITULO V

Construcción: Tanque de
Distribución - 200 M3

5.1

Excavaciones:

a) en tierra.	M3	150.00	10.00	1.500.00
b) en conglomerado + Din.	M3	25.00	60.00	1.500.00
c) Roca.	M3	25.00	80.00	2.000.00

5.2

Estructura.

Concreto 1:2:4 - 2.500
p.s.i

a) Concreto con Fe: 90 kg/Ms.	M3	66.00	1.200.00	79.200.00
b) Accesorios y tuberias	Global			<u>9.200.00</u>

SUMA 93.400.00

5% Imprevistos 4.670.00

VALOR TOTAL TANQUE \$ 98.070.00
=====

CAPITULO VI

RED DE DISTRIBUCION.

6.1

Suministro, excavación,
colocación, prueba, ta-
pada y desinfección tu-
berias

a) A.C Ø 4"	M.L	362	80.00	28.960.00
b) A.C Ø 3"	M.L	229	60.00	13.740.00
c) Galvanizada Ø 2"	M.L	69	70.00	4.830.00

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 32. G NO. 40N°05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

P - 6

d) Galvanizada Ø 1"	M.L	<u>193</u>	50.00	9.650.00
	SUMA	853 Mts.		

62 Suministro colocación de los siguientes accesorios.

a) Codos 4" x 45°	UN.	4	450.00	1.800.00
4" x 22½°	UN.	1	450.00	450.00
4" x 11¼°	UN.	1	450.00	450.00
3" x 45°	UN.	2	150.00	300.00
3" x 11¼°	UN.	2	180.00	360.00
2" x 45°	UN.	2	80.00	160.00
b) Tees 4" x 4"	UN.	4	500.00	2.000.00
4" x 3"	UN.	3	500.00	1.500.00
4" x 2"	UN.	2	500.00	1.000.00
3" x 3"	UN.	5	250.00	1.250.00
3" x 2"	UN.	4	200.00	800.00
1" x 1"	UN.	2	20.00	40.00
c) Hidrantes Ø 3"	UN.	3	3.500.00	10.500.00
d) Válvulas Ø 4"	UN.	5	1.200.00	6.000.00
Ø 3"	UN.	8	700.00	5.600.00
Ø 2"	UN.	1	500.00	500.00
Ø 1"	UN.	1	100.00	100.00
e) Tapones hembras				
Ø 4"	UN.	1	120.00	120.00
Ø 1"	UN.	7	10.00	70.00
Ø 3"	UN.	3	90.00	270.00
Ø 2"	UN.	1	30.00	30.00
Ventosa Ø 1"	UN.	1	200.00	200.00
f) Reducciones. 4" x 3"	UN.	3	200.00	600.00
3" x 2"	UN.	2	180.00	360.00
2" x 1"	UN.	4	50.00	200.00

6/3 Cámaras para valvulas				
0.70 x 0.70	UN.	15	150.00	<u>2.250.00</u>
			SUMA	94.160.00
			Imprevistos 10%	<u>9.416.00</u>
VALOR TOTAL RED . ACUEDUCTO				\$ 103.576.00
				=====

CARLOS VASQUEZ HURTADO

INGENIERO CIVIL - AV. 3a. G NO. 40N°05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

P -7

Resumen del presupuesto.

Valor Bocatoma	25.938.00
Valor desarenador	27.087.50
Valor Conducción	88.778.80
Valor Planta tratamiento	193.004.45
Valor tanque distribución	98.070.00
Valor Red de distribución	<u>103.576.00</u>
VALOR TOTAL DEL ACUEDUCTO. :	\$ 536.454.75

=====

500
70
21

C U A D R O D E C A L C U L O S
R E D D E L A C U E D U C T O

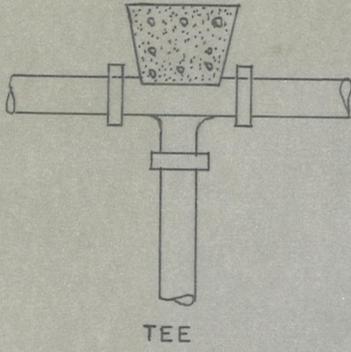
T R A M O S	LONGITUD. Mts.	DIAMETRO. Pulg.,	LONGITUD Mts.	CAUDAL DEL. TRAMO L.P.S.	PERDIDA UNITARIA EN EL Mts./m.l	PERDIDA EN EL TRAMO
P-1 ,P-2	27.00	4-A.C	853.00	10.00	0.016	0.430
P-2 ,P-3	22.00	1 Gal.	22.00			
P-2 ,P-4	36.00	4-A.C.	804.00			
P-4 ,P-5	29.00	4-A.C.	768.00	19.00	0.013	0.850
P-5 ,P-6	51.00	2 Galv.	81.00			
P-6 ,P-7	30.00	1 Galv.	30.00			
P-5 ,P-8	56.00	4-A.C.	658.00			
P-8 ,P-9	26.00	4-A.C.	602.00			
P-9 ,P-10	15.00	4-A.C.	576.00			
P-10,P-11	22.00	4-A.C.	561.00	6.57	0.007	0.830
P-11,P-12	12.00	3-A.C.	114.00			
P-12,P-13	10.00	3-A.C.	102.00	1.20	0.002	0.040
P-13,P-13A	32.00	1 Galv.	32.00			
P-13,P-14	18.00	2 Galv.	60.00			
P-14,P-14A	16.00	1 Galv.	16.00			
P-14,P-15	26.00	1 Galv.	26.00			
P-11,P-16	41.00	4-A.C.	425.00	4.98	0.005	0.210
P-16,P-17	12.00	3-A.C.	135.00	1.58	0.002	0.024
P-17,P-18	42.00	3-A.C.	42.00			
P-17,P-19	30.00	3-A.C.	81.00	0.95	0.001	0.030
P-19,P-20	26.00	1 Galv.	26.00			
P-19,P-21	25.00	1 Galv.	25.00			
P-16,P-22	34.00	4-A.C.	249.00			
P-22,P-23	60.00	4-A.C.	215.00	2.52	0.001	0.060
P-23,P-24	16.00	4-A.C.	16.00			
P-23,P-25	33.00	3-A.C.	139.00			
P-25,P-26	45.00	3-A.C.	106.00			
P-26,P-27	45.00	3-A.C.	61.00	0.71	0.001	0.123
P-27,P-28	16.00	1 Galv.	16.00			

CARLOS VASQUEZ HURTADO

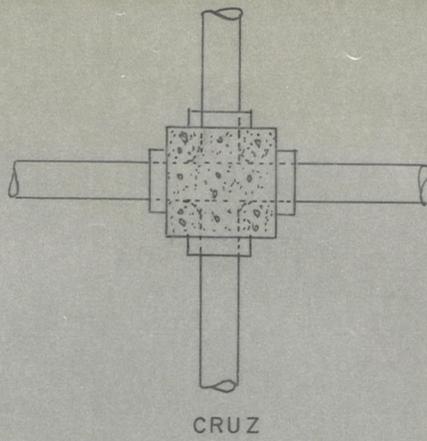
INGENIERO CIVIL - AV. 3a. G NO. 40N°05 - CALI - TEL. 671798 - AP. AEREO 4499

CONTINUACION CUADRO DE CALCULOS DE LA RED.

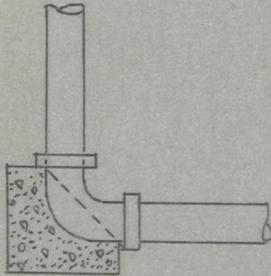
T R A M O S	cotas PIEZOMETRICAS		cotas TERRENO		PRESION DE SERVICIO	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
P -1 , P-2	624.00	623.57	624.00	615.00	0.00	8.57
P -2 , P-3						
P -2 , P-4	623.57					
P -4 , P-5		622.72		613.00		9.72
P -5 , P-6						
P -6 , P-7						
P -5 , P-8						
P -8 , P-9	622.72		592.00		30.72	Sifón
P -9 , P-10						
P -10 , P-11		621.89		602.80		19.19
P -11 , P-12	621.89		602.80		19.19	
P -12 , P-13		621.85		611.80		10.05
P -13 , P-13A						
P -13 , P-14						
P -14 , P-14A						
P -14 , P-15						
P -11 , P-16	621.89	621.68	602.80	590.50	19.19	31.18
P -16 , P-17	621.68	621.66	590.50	590.50	31.18	31.16
P -17 , P-18						
P -17 , P-19	621.68	621.65	590.50	579.50	31.18	42.15
P -19 , P-20						
P -19 , P-21						
P -16 , P-22						
P -22 , P-23	621.68	621.62	587.25	577.00	34.43	44.62
P -23 , P-24						
P -23 , P-25	621.62					
P -25 , P-26						
P -26 , P-27						
P -27 , P-28		621.50		589.00		32.50



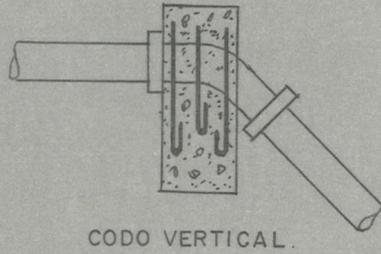
TEE



CRUZ



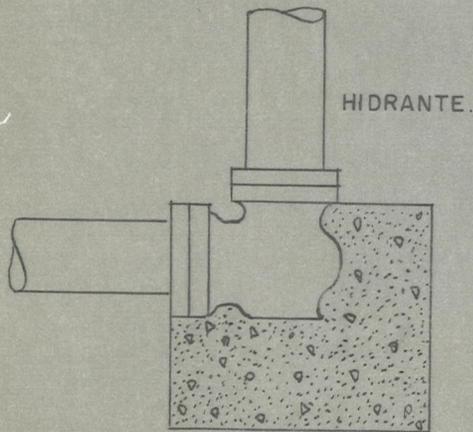
CODO
HORIZONTAL



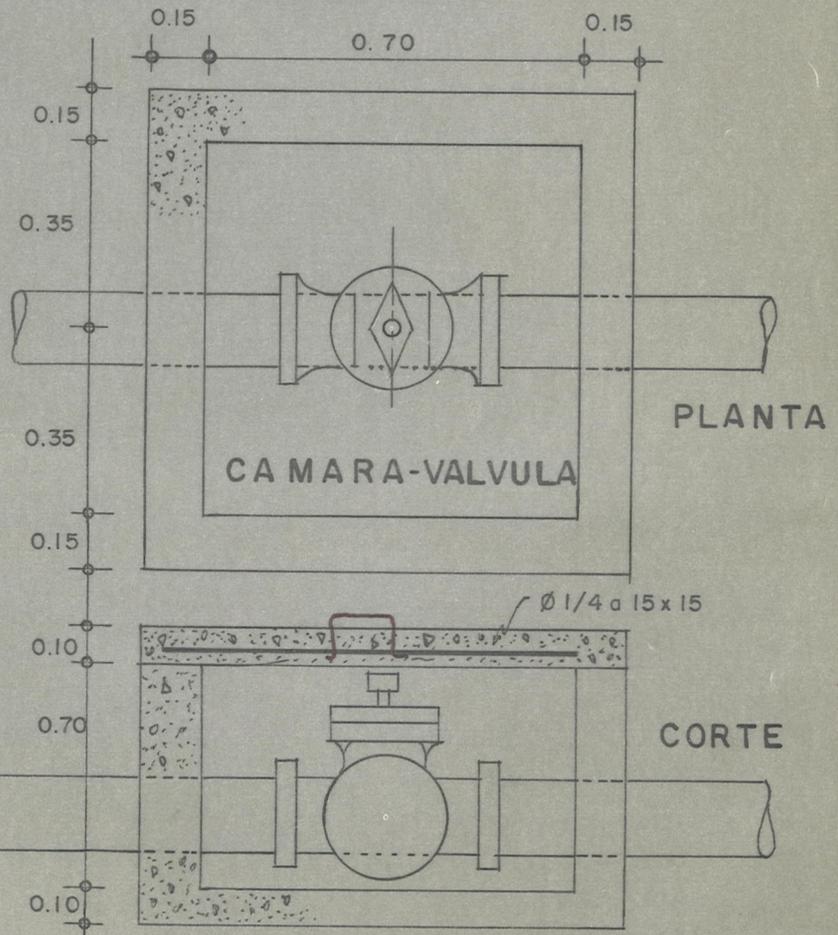
CODO VERTICAL.

ATRAQUES

CONCRETO 1:3:6



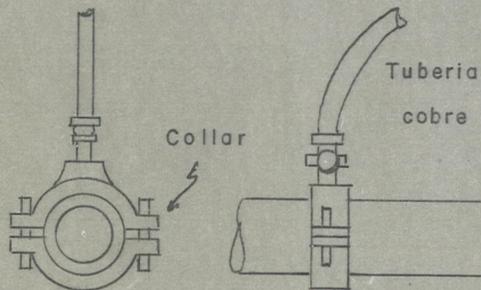
HIDRANTE.



PLANTA

CAMARA-VALVULA

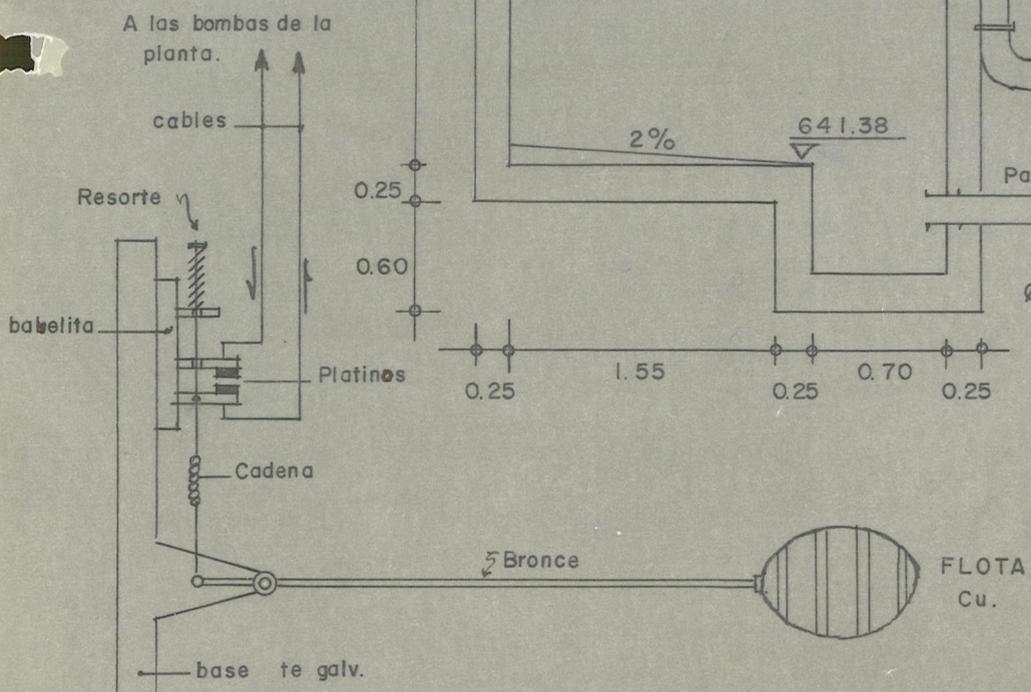
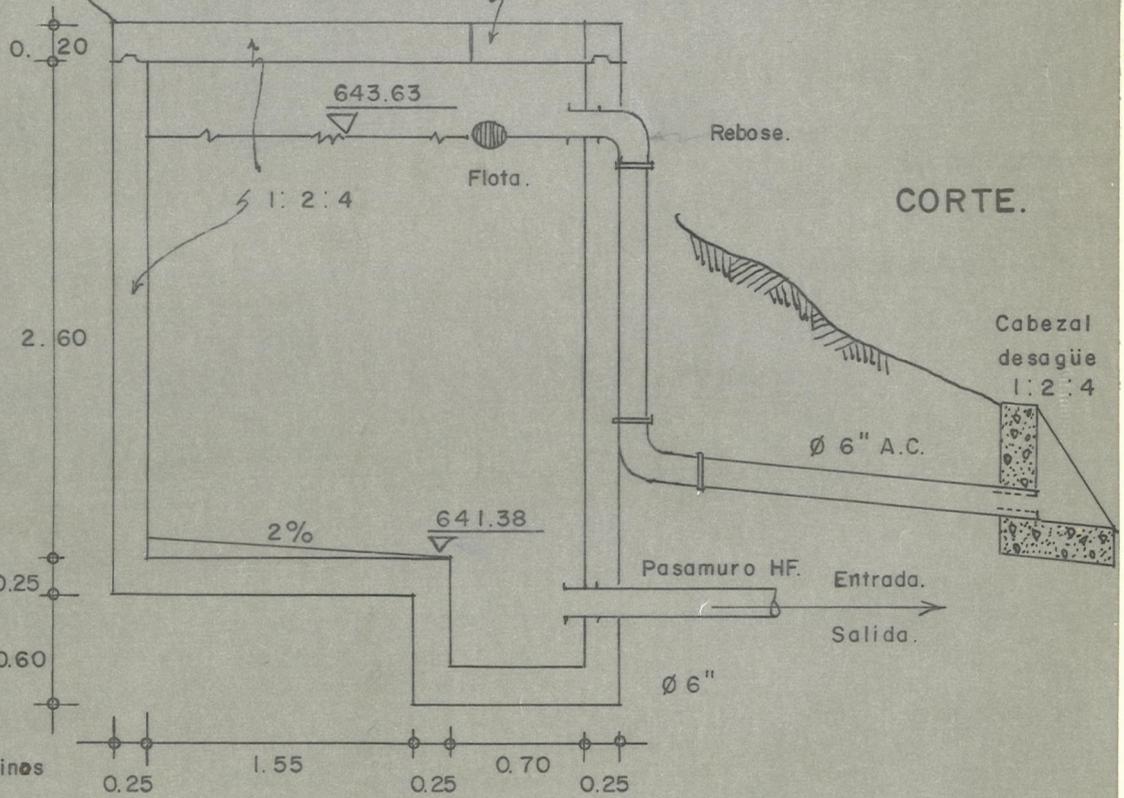
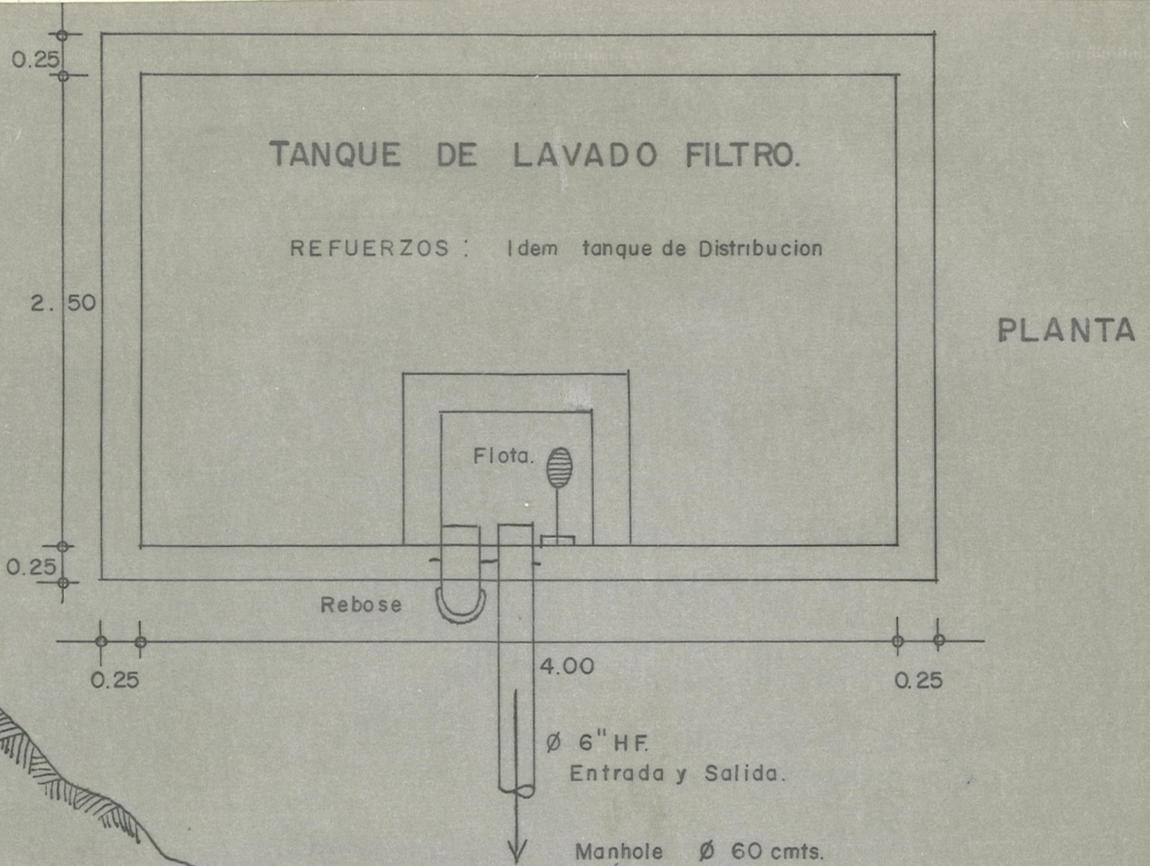
CORTE



Collar

Tuberia
cobre

CONEXION DOMICILIARIA



DETALLE INTERRUPTOR ELECTRICO Y FLOTA.