

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE GRADO

**Abastecimiento de
Agua Potable para Ilave**

Carlos Alfonso Burgos Toledo

PROMOCION 1959

LIMA - PERU

S U M A R I O

CAPITULO I

BASES DEL PROYECTO

1.- ESTUDIO DE LA POBALCION

1.1.- CARACTERISTICAS

1.1.1.- Características locales

1.1.2.- Características urbanas

1.2.- ASPECTOS ECONOMICOS

1.3.- ZONA DE INFLUENCIA

1.4.- RECURSOS

1.5.- POTENCIAL DE DESARROLLO

1.6.- PROBABLE DESARROLLO FUTURO

1.7.- POBLACION ACTUAL Y EXAMEN ESTADISTICO-MATEMATICO DEL DESARROLLO DE LA POBLACION

1.8.- AREA URBANA :

1.8.1.- Area actual

1.8.2.- Area futura

2.- RECURSOS ACUIFEROS UTILIZABLES

2.1.- Aguas del manantial Huaychane

2.2.- Aguas subterráneas:

2.2.1.- De pozo

2.2.2.- De galería filtrante

2.3.- Aguas superficiales.

CAPITULO II

SISTEMA DE AGUA POTABLE

1.- CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO:

1.1.- PERIODO DE DISEÑO

1.2.- POBLACION DE SERVICIO

1.3.- AREA SERVIDA

1.4.- DISTRIBUCION DE LA POBLACION

1.5.- DOTACION MEDIA ANUAL

1.6.- DOTACION PARA INCENDIO

1.7.- CAUDALES DE DISEÑO

1.7.1.- Caudal de diseño para la Planta

1.7.2.- Caudal de diseño del canal de aducción

1.7.3.- Caudal de diseño de la red

1.8.- VOLUMEN DE REGULACION DE LA DEMANDA

1.8.1. Regulación en el consumo

1.8.2. Almacenamiento de agua para incendio

1.9.- PRESIONES DE SERVICIO

1.9.1.- Presión mínima

1.9.2.- Capacidad para cubrir las necesidades de incendio.

2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

2.1.- Soluciones consideradas

2.1.1. Aguas de manantial

2.1.2. Aguas subterráneas

2.1.2.1.- Pozos

2.1.2.2.- Galerías filtrantes

2.1.3. Aguas superficiales

2.2.- FUENTE SELECCIONADA

2.3.- CARACTERISTICAS

3.- CAPTACION Y ADUCCION.-

3.1.- SISTEMA DE CAPTACION Y LINEA DE ADUCCION

3.1.1.- Bombeo

3.1.2.- Gravedad

3.2.- CAPACIDAD

3.3.- INSTALACIONES PROYECTADAS

3.3.1.- Bocatoma

3.3.2.- Desarenador

3.3.3.- Canal de aducción

3.4.- CARACTERISTICAS

3.4.1.- Bocatoma

3.4.2.- Desarenador

3.4.3.- Canal de aducción

3.5.- DISEÑO

3.5.1.- DISEÑO DE LA BOCATOMA

3.5.2.- DISEÑO DEL DESARENADOR

3.5.3.- DISEÑO DEL CANAL DE ADUCCION

4.- SISTEMA DE POTABILIZACION

4.1.- PROCESOS CONSIDERADOS

4.1.1.- Sedimentación inducida

4.1.1.1.- Cámara de mezcla y floculación

4.1.1.2.- Sedimentación propiamente dicha

4.1.2.- Filtración

4.1.3.- Desinfección

4.2.- INSTALACIONES PROYECTADAS

4.2.1.- Floculador de gravedad, tipo vuelta al extremo

4.2.2.- Sedimentadores

4.2.3.- Filtros rápidos

4.2.4.- Desinfección

4.3.- CRITERIO

4.3.1.- Fase económica

4.3.2.- Aspecto físico

4.3.3.- Fase operación

4.4.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

4.4.1.- GENERALIDADES

4.4.1.1. Capacidad de la Planta

4.4.1.2. Número de unidades

4.4.1.3. Dispositivos de entrada y de salida a los sedimentadores

4.4.1.4. Período de retención

4.4.1.5. Valores de subsidiencia

4.4.1.6. Cargas superficiales

4.4.1.7. Almacenaje de sedimentos

4.4.2.- CALCULO DEL SEDIMENTADOR

4.4.3.- CALCULO DE LA CAMARA DE MEZCLA Y FLOCULACION

4.4.4.- DISEÑO DE LOS FILTROS

4.4.5.- CALCULO DE ALGUNOS DETALLES EN LAS DIFERENTES ETAPAS DEL TRATAMIENTO

4.4.5.1.- Acotación de los diferentes niveles del canal de la cámara de mezcla y floculación

4.4.5.2.- Cálculo de los canales de acceso a los sedimentadores

4.4.5.3.- Cálculo del vertedero de entrada a los sedimentadores

4.4.5.4.- Cálculo del vertedero de salida de los sedimentadores

4.4.5.5.- Cálculo del canal que conduce el agua sedimentada a los filtros

4.4.5.6.- Cálculo de los medidores PARSEALL

4.4.5.7.- Cálculo del número de orificios en el falso fondo WHEELER

4.4.5.8.- Cálculo de la cámara de reunión de agua filtrada

4.4.6.- CALCULO DE LA LINEA DE IMPULSION

4.4.7.- CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO

4.4.8.- CALCULO DE LA LINEA DE AGUA PARA EL LAVADO DE FILTROS

4.4.9.- DESINFECCION

4.5.- CARACTERISTICAS

4.6.- EQUIPOS

5.- SISTEMA DE DISTRIBUCION

5.1.- ALMACENAMIENTO DE REGULACION

5.1.1.- Disposición

5.1.2.- Características

5.1.3.- Elementos de control

5.2.- RED DE DISTRIBUCION

5.2.1.- Criterio determinante

5.2.2.- Diseño

5.2.3.- Características

5.2.4.- Válvulas e hidrantes para incendio

5.2.5.- Esquema general

6.- ESPECIFICACIONES DE EQUIPOS, DE MATERIALES Y DE INSTALACION

7.- METRADOS Y PRESUPUESTOS.

C A P I T U L O I

BASES DEL PROYECTO

1.- ESTUDIO DE LA POBLACION.-

La ciudad de Ilave, capital del distrito del mismo nombre, es-
ta situada en la provincia de Chucuito, del Departamento de
Puno.

1.1.- CARACTERISTICAS.- Estas las podemos subdividir en:

1.1.1.- Características locales.-

La altura sobre el nivel del mar es de 3,850mts.

El clima, en general es frío, templado durante
el día y en ciertas épocas del año.

Los cambios de temperatura son considerables y
aunque no se tiene registros se observa que en
ciertas épocas del año baja varios grados bajo
cero en la escala centigrado.

Las mayores precipitaciones ocurren, como en
toda la Sierra del Perú, entre los meses de Di-
ciembre a Abril.

La topografía de la ciudad de Ilave es relati-
vamente plana salvo en las proximidades del río
donde existen pequeños cerros.

1.1.2.- Características urbanas.-

El trazo urbano corresponde al de tipo damero.

Las edificaciones predominantes son las de 1
piso existiendo, también, de dos. El material
empleado es de adobe, en las paredes y calami-
na y paja para los techos; hay tendencia a la
construcción de material noble.

Las vías de acceso son terrestre y lacustre u-
tilizando carreteras afirmadas en el primer ca-

so y sirviéndose del lago Titicaca en el segundo.

Como edificios especiales se puede contar a la Gobernación, Municipalidad, Juzgado Paz de 6a nominación, Puesto de la Guardia Civil, Cuartel del Ejército, Posta Médica, Oficina del S.I.P.A Aduana, Servicios de Correos y Telegráfos, Oficina del Servicio de Caminos, Oficina de la Caja de Depósitos, Parroquia, Colegio Nacional -- Mixto (hasta 2do. de Secundaria), Escuela Pre-vocacional No. 405, Escuela de 2do. Grado de -- Varones No. 895, Escuela de 2do. Grado de Muje-res No. 897, Escuela Primaria Mixta No. 9004 y un Jardín de la Infancia.

Entre los servicios públicos con que cuenta I llave es la de agua potable en forma bastante -- deficiente e incompleto.

El suministro es mediante un pozo de bajo ren - dimiento elevándose el agua a un reservorio a -- poyado en la parte alta de un cerro y luego se distribuye a la población mediante 46 conexio - nes domiciliarias y 6 pilones. Este servicio -- esta Administrado por el Concejo.

Los servicios de desagüe se encuentran en estu - dio.

El Servicio Eléctrico es mediante una termo-e - léctrica de 94 KW de capacidad, con un voltaje de 220 V.

Cuenta con 230 abonados pagando S/. 6.00 foco de 25 W.

1.2.- ASPECTOS ECONOMICOS.--

La ciudad de Ilave, en la actualidad, es el centro de las transacciones comerciales de ganado en la zona sur del Departamento de Puno, ocupación que es la predomi -

nante así como la agricultura y el comercio.

1.3. ZONA DE INFLUENCIA .--

Por tener todos los pueblos de la planicie del Collao, en forma general las mismas características y los mismos recursos y por existir otras ciudades tales como Juliaca con los mismos aspectos económicos la zona de influencia de esta ciudad encuentra su límite por el Norte con la ciudad de Puno, por el Sur y Sur oeste hasta Desaguadero en la frontera con Bolivia y cerca de Tarata en el Departamento de Tacna. En realidad esta zona de influencia va disminuyendo a partir de Juli que también tiene aspectos económicos parecidos a los de I-lave; en consecuencia su zona de influencia es relativamente pequeña.

1.4. RECURSOS .--

Los recursos disponibles de esa zona son, esencialmente, la ganadería entre los que se puede contar el ganado lanar, vacuno y auquénidos; agricultura con productos propios de esas regiones tales como: papas, quinua, ollucos, ocas etc.; y Minería.

Con relación al pago del suministro de agua en forma de conexiones domiciliarias se estima que los pobladores de Ilave podrían pagar, según el informe del Servicio Especial de Salud Pública en su Proyecto No 106, mensualmente la suma de S/. 10.00 por conexión, luego pues, en base a esto y tomando en consideraciones otros puntos se podría hacer un estudio de tarifas.

1.5. POTENCIAL DE DESARROLLO .--

Este se encuentra principalmente en la agricultura y ganadería siempre y cuando se encamine tratando, mediante estudios, de mejorar las especies agrícolas y ganaderas que se adapteⁿ/a esos climas fríos y no se este a expensas de las inclemencias del tiempo como es el caso de las heladas que destruye la producción agri-

cola; igual tendencia se debería seguir con la piscicultura que es un potencial de desarrollo futuro.

1.6.- PROBABLE DESARROLLO FUTURO

El desarrollo futuro de toda la zona del altiplano peruano esta sin lugar a duda en la ganadería y agricultura desde luego mejorando sus especies y en la minería en las regiones donde exista esta riqueza natural.

1.7.- POBLACION ACTUAL Y EXAMEN ESTADISTICO-MATEMATICO DEL DESARROLLO DE LA POBLACION.-

El censo realizado en el año 1961 arroja una población urbana para Ilave de 4,795 habitantes.

Para realizar un examen estadístico-matemático del desarrollo de la población de Ilave se dispone (sabida es la carencia de estos datos estadísticos) tan sólo de los datos de población proporcionados por los censos-- de 1940 con 1,843 habitantes y el de 1961 con 4,795 -- habitantes cifras con las cuales se ha de trabajar con los que se ha obtenido (cálculos en borrador) resultados satisfactorios.

El crecimiento vegetativo en 21 años, desde 1940, que ha sido de 2,952 habitantes o sea 140.6 por año y lo expuesto anteriormente hace pensar que el crecimiento de la población no ha de ser muy grande por lo que cualquier estimación de población futura deberá hacerse sobre la base de un crecimiento aritmético que da valores bajos y se usa para poblaciones que estan muy cerca del límite de saturación.

Como período de diseño se ha considerado el de 30 años por ser el más usual. Si se considera un período-- mayor los cálculos pueden ser errados y si se hace para uno menor las estructuras quedarían fuera de uso por su incapacidad en poco tiempo.

Con todos estos datos se va a entrar al cálculo de la población futura para lo cual se comenzará calculando la razon de crecimiento.

Considerando que la población crece como un capital, impuesto a interes simple se tiene:

$$P_f = P_a (I + rt)$$

r se calcula, como ya se dijo, en base de los datos que se dispone.

$$P_{1961} = P_{1940} (I + rt)$$

$$4795 = 1843 (I + r \cdot 21)$$

efectuando operaciones

$$r = 0.0763$$

Para t = 30 años y con los datos obtenidos se tendrá

$$P_{1994} = 4795 (I + 0.0763 \times 33)$$

$$P_{1994} = 16,868 \text{ habitantes}$$

redondeando cifras la población de diseño será de:

$$P_{1994} = 17,000 \text{ habitantes}$$

1.8.- AREA URBANA

1.8.1.- AREA ACTUAL.- Del plano topográfico se obtiene que el área actual es de 25.6 Has. Para determinarla se ha dividido, el plano de la zona urbana, en rectángulo de las siguientes dimensiones:

$$370 \text{ m.} \times 490 \text{ m.} = 181,300 \text{ m}^2.$$

$$115 \text{ " } \times 50 \text{ " } = 5,750 \text{ "}$$

$$235 \text{ " } \times 250 \text{ " } = 58,750 \text{ "}$$

$$130 \text{ " } \times 80 \text{ " } = \underline{10,400 \text{ "}}$$

$$256,200 \text{ m}^2.$$

AREA ACTUAL 25.6 HABITANTES

1.8.2.- AREA FUTURA.- Para determinarla se obtiene con el área y la población actual, la densidad de la población:

$$\text{Densidad} = \frac{4795 \text{ habitantes}}{25.6 \text{ habitantes}} = 187 \text{ hab/Ha.}$$

Considerando que esta densidad ha de ser la futura (densidad uniforme por ser población pequeña) se obtiene:

Area futura = $\frac{17,000 \text{ habitantes}}{187 \text{ habitantes/Ha.}}$ = 91 Has.

El área de posible expansión urbana se encuentra marcada en el plano correspondiente

2.- RECURSOS ACUIFEROS UTILIZABLES

Para el abastecimiento de agua potable de la ciudad de Ilave existen las siguientes posibilidades:

2.1.- Agua del manantial Huaychane con un gasto aforado en el mes de Marzo de 1957 de 11 l/seg. ubicado a 10 Km. de distancia de la población, que de hecho se rechaza esta posibilidad por razones obvias.

2.2.- Aguas subterráneas, entre ellas se tiene:

2.2.1.- De pozo

2.2.2.- De galerías filtrantes

Por las observaciones hechas en la ciudad de Azangaro, departamento de Puno, que es abastecida de agua potable mediante galerías filtrantes y por tener, como ya se dijo, todos los pueblos del altiplano las mismas características y ser el rendimiento de estas galerías, bajo igualmente queda descartada la posibilidad de abastecerla de agua potable de las aguas del subsuelo.

2.3.- Aguas Superficiales.-

Estando la ciudad de Ilave bordeado por las aguas del río Ilave y siendo este de régimen constante y de gran caudal con lo que quedaría asegurado el suministro de agua a la población, por mucho tiempo y siendo la calidad de sus aguas aceptable, se escoge esta posibilidad como la solución definitiva para suministro de agua potable a la población.

En consecuencia la fuente seleccionada son las aguas superficiales del río Ilave las que serán potabilizadas mediante tratamientos adecuados.

C A P I T U L O I I

SISTEMAS DE AGUA POTABLE1.- CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO.-

1.1.- Período de Diseño.- Se considera el de 30 años por las razones expuestas anteriormente (punto 1.7. del cap. I).

1.2.- Población de Servicio.- Ya se ha determinado que ha de ser de 17,000 habitantes (punto 1.7. Cap. I)

1.3.- Area Servida.- Igualmente ha sido determinada en el -- punto 1.8. del primer capítulo de este proyecto de grado; habiendose obtenido

AREA ACTUAL 25.6 Has.

AREA FUTURA 91.0 Has.

1.4.- DISTRIBUCION DE LA POBLACION.- Por ser la ciudad de Ilave pequeña, las costumbres y hábitos de sus habitantes son similares y no existiendo un plano regulador-- de delimite las zonas industrial, comercial ó residencial, la población se considerará distribuida uniformemente o sea con densidad uniforme habiendose establecido esta en 137 habitantes/ Ha. (punto 1.8.2.Cap.I) En consecuencia este dato se tendrá en cuenta para el cálculo de la red.

Se hace notar que es muy importante conocer a la mayor exactitud posible la densidad de población por zonas-- para el cálculo de la red de distribución.

1.5.- DOTACION MEDIA ANUAL .- Esta dotación se ha considerado en 200 l/h/día, por ser esta la que recomienda el Ministerio de Fomento y Obras Públicas; cifra con la cual se ha hecho todos los cálculos.

El proyecto 106 del Servicio Especial de Salud Pública recomienda 150 l/h/día para Ilave. Otros autores consideran cifras más bajas para la dotación media anual para este tipo de zonas, sin embargo, el autor de la presente se inclina mas por la primera de las cifras anotadas, esto es 200 l/h/día por la sencilla razon de

que esos pueblos son pobres y difícil resultaría controlar su consumo poniéndoles medidores y por ser, quizás esto sea una de las razones principales, una zona en que la temperatura, en ciertas épocas del año, baja varios grados centígrados bajo cero congelándose el agua en las tuberías, como ocurre en Ayavirí (Puno) teniéndose que dejar, en consecuencia, circular el agua por ellas para evitar su rotura.

Por otro lado como esa ciudad a de tener servicio de desagüe se estima que el consumo de agua a de ser elevado, de lo contrario tan sólo bastaría unos 28 l/l/d. para satisfacer las necesidades.

1.6.- DOTACION PARA INCENDIO.- Sabido es que la cantidad de agua usada para apagar incendios durante un año es pequeña sin embargo el consumo instantáneo es considerable.

Generalmente, para apagar un incendio se requiere de altas presiones; cada manguera de incendio da 15 l/seg esto hace que en muchas poblaciones se usen motobomba salvando así la necesidad de proyectar la red de distribución con altas presiones.

Si se considera que un incendio puede ser atacado con dos mangueras de 150 mts. de largo y de 2 1/2 pulgadas de diámetro se tendría un consumo de 30 l/seg, en consecuencia la red de distribución se tendría que calcular para este gasto en ese punto lo cual nos obligaría o a aumentar el diámetro de la tubería o a elevar mas el reservorio y siendo Ilave una ciudad pequeña que no tiene compañía de bomberos y que los incendios son escasos y observando la distribución del gasto al final del presente trabajo, en el cálculo de la red, se llega a la conclusión de no considerar dotación de agua para incendio.

1.7.- CAUDALES DE DISEÑO.-- Los caudales de diseño a considerarse son:

1.7.1.- Caudal de diseño para la Planta .-

Esto debe diseñarse para el consumo del día -- máximo considerado en el 150% del día promedio o sea:

$$\frac{200 \times 17,000 \times 1.3}{86,400} = 51.17 \text{ l/seg.}$$

Como en el proceso del tratamiento se ha de perder cierto caudal, especialmente en los filtros, se considera un 5% adicional por pérdidas o sea:

$$51.17 \times 1.05 = 53.73 \approx 54 \text{ l/seg.}$$

CAUDAL DE DISEÑO PARA LA PLANTA = 54 l/s.

1.7.2.- Caudal de diseño del canal de aducción.--Como el presente proyecto ha de constar de bocatoma, línea de conducción, planta de tratamiento, reservorio y red de distribución y como la Planta consume agua, es necesario calcular la línea de conducción con un 10% mayor para cubrir pérdidas ya sea por evaporación, filtraciones etc. y como la planta, ya se vió, necesita 54 l/s. se tendrá como caudal de diseño del canal $Q = 54 \times 1.10 = 59.40 \approx 60 \text{ l/seg.}$

CAUDAL DE DISEÑO DEL CANAL 60 l/s.

1.7.3.- Caudal de diseño de la red.-

Siendo Ilave, como ya se dijo, una ciudad pequeña cuya población es, igualmente, pequeña-- las costumbres de sus habitantes son similares o sea que el máximo consumo horario va a ser mayor o mas marcado de lo que podría ser en una ciudad grande en la que el consumo es casi parejo en todas horas del día; en consecuencia

el máximo horario que se considere será del 300% del consumo del día máximo. O sea que el caudal de diseño de la red será:

$$\frac{200 \times 17,000 \times 1.3 \times 3.00}{36,400} = 153.4 \quad 150$$

CAUDAL DE DISEÑO DE LA RED = 150 l/seg.

1.3.- VOLUMEN DE REGULACION DE LA DEMANDA.-

El volumen de regulación esta fijado por:

1.3.1.- Regulación en el consumo.- Esto se estudia de acuerdo con el diagrama ^{masa} que por falta de datos no se puede determinar las curvas de descarga y de consumo y por consiguiente no se puede hacer el diagrama masa

1.3.2.- Almacenamiento de agua para incendio.- Ya se vió en el punto 1.6. del Cap. II que no se va a considerar dotación de agua para incendio para el presente caso.

En general el volumen del tanque debe ser suficiente para que -- pueda atender a las horas de máximo consumo, y ademas que tenga una reserva de agua para suministrarla en caso de que se tenga -- que hacer algunas reparaciones.

Siendo Ilave una ciudad pequeña en la que las costumbres de los habitantes son similares, se puede considerar que los picos sea durante el medio día, estimandose que esto dure unas seis(6)horas o sea que el volumen del reservorio será de un cuarto del día de máximo consumo, esto es:

$$\frac{0.054 \times 36,400}{4} = 1166.4 \text{ m}^3.$$

Como el proyecto considera que este mismo reservorio sirva para almacenamiento de agua para el lavado de los filtros se calculará a continuación el volumen de agua necesario para este fin:

El volumen de agua para el lavado de filtros debe ser suficiente para lavar 2 filtros durante unos cinco minutos cada uno.

El agua de lavado suele aplicarse a la velocidad de 570 litros/m² /minuto.

El área de nuestros filtros es de 10 m^2 . luego se tendrá:

$$570 \times 10 = 5700 \text{ ltr/minuto}$$

El volumen de agua se calculará para el caso que se lave simultáneamente dos filtros o sea:

$$5700 \times 2 = 11400 \text{ l/min.}$$

como cada lavado dura 5 minutos

$$11400 \times 5 = 57000 \text{ l}$$

el volumen de agua de lavado será de

$$V = 57 \text{ m}^3.$$

Luego sumándose los dos volúmenes se tiene la capacidad del reservorio de almacenamiento.

$$V = 1166.4 + 57 = 1223.4 \text{ m}^3. \quad \approx 1300 \text{ m}^3.$$

$$\underline{V = 1300 \text{ m}^3.}$$

PRESIONES DE SERVICIO..- La presión en las redes debe satisfacer dos condiciones:

- 1.9.1.- Presión mínima.- Por ser Ilave una ciudad pequeña y como las casas constan en su mayoría, de un sólo piso se ha considerado, para el cálculo de la red una presión mínima de 20 lbr/pulg^2 .
- 1.9.2.- Capacidad para cubrir las necesidades de incendio máximo probable.

El presente estudio no considera presiones para incendio por lo anotado en el punto 1.6 del cap. II.

Las presiones máximas no entra en el diseño sino en el mantenimiento de la red y en forma especial de los aparatos sanitarios que ha altas presiones se deterioraran.

En el proyecto de la red de distribución se debe tener en cuenta de no tener presiones mayores que las de 60 lbs/pulg^2 . por que ocasionaría, además, pérdidas por filtración.

2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO.-

2.1.- Soluciones Consideradas.- Se han estudiado tres posibilidades para abastecer de agua a Ilave ellas son:

2.1.1.- Aguas de manantial

2.1.2.- Aguas subterráneas, entre ellas:

2.1.2.1.- Mediante pozos

2.1.2.2.- Mediante galerías filtrantes

2.1.3.- Aguas superficiales:

Cuyo estudio se puede ver en el punto 2 cap. I de este trabajo.

2.2.- FUENTE SELECCIONADA.- Por las razones expuestas en el punto 2 cap. I antes mencionado se llegó a la conclusión de usar las aguas superficiales del río Ilave.

2.3.- CARACTERISTICAS.- El río Ilave es de régimen constante y de gran caudal con turbidez máxima de 8,000 p.p.m.

3.- CAPTACION Y ADUCCION.-

3.1.- Sistemas de Captación y Línea de Aducción.- La captación será directamente del río mediante una compuerta que asegure el ingreso de agua a la línea de aducción. Existen dos (2) posibilidades para proyectar la línea de aducción, ellas son:

3.1.1.- Bombeo.- Esta primera posibilidad consiste en elevar las aguas del río a la zona donde está ubicada la planta de tratamiento, siguiendo el camino más corto.

3.1.2.- Gravedad, por canal.- Este sistema consiste en llevar las aguas del río mediante un canal, utilizando la menor pendiente posible a fin de que este sea lo más corto que se pueda, siguiendo las curvas de nivel del terreno.

A continuación se va hacer una comparación entre estos dos sistemas analizando las ventajas y desventajas

C U A D R O No I

CUADRO COMPARATIVO DE LOS DOS SISTEMAS

CARACTERISTICAS	LINEAS DE ADUCCION	
	BOMBEO	CANAL
Costo inicial	Elevado por necesitarse de maquinaria y caseta de bombeo.	Bajo por ser canal pequeño y de poca longitud -- 2900 mt.l.
Gastos de conservación	elevado	casi nulo
Gastos de combustible y lubricantes	elevado	nulo
Necesidad de personal técnico para su funcionamiento	SI mecánicos	NO guardianes
Facilidades para su limpieza	NO	SI

Observando el cuadro anterior se concluye que lo mas ventajoso -- es usar como linea de aducción un canal del cual se pasa de inmediato a dar sus características.

3.2.- CAPACIDAD.-- Ya se vió en el acápite 1.7.2. que el caudal de diseño del canal sería de:

$$Q = 60 \text{ l/seg.}$$

3.3.- INSTALACIONES PROYECTADAS.-- Las instalaciones proyectadas para este sistema de captación y aducción son las siguientes:

3.3.1.- Bocatoma

3.3.2.- Desarenador

3.3.3.- Canal de aducción

Posteriormente se describiran cada una de estas instalaciones.

3.4.- CARACTERISTICAS.-- Estas se describiran punto por punto.

3.4.1.- Bocatoma.-- Será visible, hecha a orillas del rio, construyendose un muro de concreto, colocandose a la entrada del agua una rejilla de metal para evitar el ingreso de material que

podría obstruir el canal.

3.4.2.- Desarenador.- Al diseñar el desarenador se ha de tener en cuenta algunas observaciones hechas por el autor de la presente y que sin haberlas experimentado llega a unas suposiciones netamente empíricas y recomienda o propone ensayos y experimentos, si no los hay, sobre este punto. Cuando un desarenador trabaja con sus compuertas de desagüe totalmente cerradas, este funciona como un simple sedimentador y por tener poco período de retención, los sedimentos llenan rápidamente el desarenador; por lo tanto se tiene que habrir constantemente las compuertas para su limpieza, siendo necesario, entonces, mantener un hombre trabajando en esa zona. En consecuencia se puede pensar en diseñar un desarenador para un caudal ligeramente mayor con el fin de mantener las compuertas de desagüe, un tanto abiertas, para que constantemente se pierda el agua y elimine los sedimentos en forma continua.

Esta situación requiere que se disponga de lo siguiente:

- 3.4.2.1.- Que la fuente de abastecimiento sea abundante.
- 3.4.2.2.- Que el desarenador este ubicado lo mas cerca posible de la bocatoma, por que al tener que ingresar un mayor caudal para perderlo continuamente se necesita diseñar el canal entre la bocatoma y este, igualmente, para un caudal mayor, lo que encarecería la obra si este canal ha de ser muy largo.

3.4.2.3.- Establecer el porcentaje, técnico-económico, mayor de agua que ha de ingresar al desarenador; porcentaje que ha de recomendarse de acuerdo a experimentos realizados de los cuales el autor de la presente desconoce que se hayan hecho este tipo de experiencias. Para los efectos del presente trabajo se ha establecido, empíricamente, que ese porcentaje sería del 25%; en consecuencia el canal entre la bocatoma y el desarenador se diseñará para un caudal de :

$$Q = 60 \times 1.25 = 75 \text{ l/s.}$$

3.4.3.- Canal de Aducción.- Como la experiencia demuestra que a velocidades menores de 0.60 mts/seg. se sedimentan las partículas, la velocidad de diseño considerado para este proyecto será, tomando algún margen de seguridad, de 0.70 m/seg. luego:

$$V = 0.70 \text{ m/seg.}$$

Como el canal ha de ser revestido se utilizará la sección de máxima eficiencia hidráulica o sea para $d = 2R$, esta condición se usa casi sin discriminación en canales revestidos en pampa, que es el caso del presente.

El coeficiente de fricción que se usará es el de $n = 0.015$ que es el que se ha establecido para estos casos en el Perú diferenciando del norteamericano que es de 0.016 o sea que:

$$n = 0.015$$

3.5.- DISEÑO.-

3.5.1.- Diseño de la bocatoma.- La bocatoma constará de una simple compuerta de ingreso del agua

EJEMPLO

Radio Hidráulico "R" en metros = 0,026

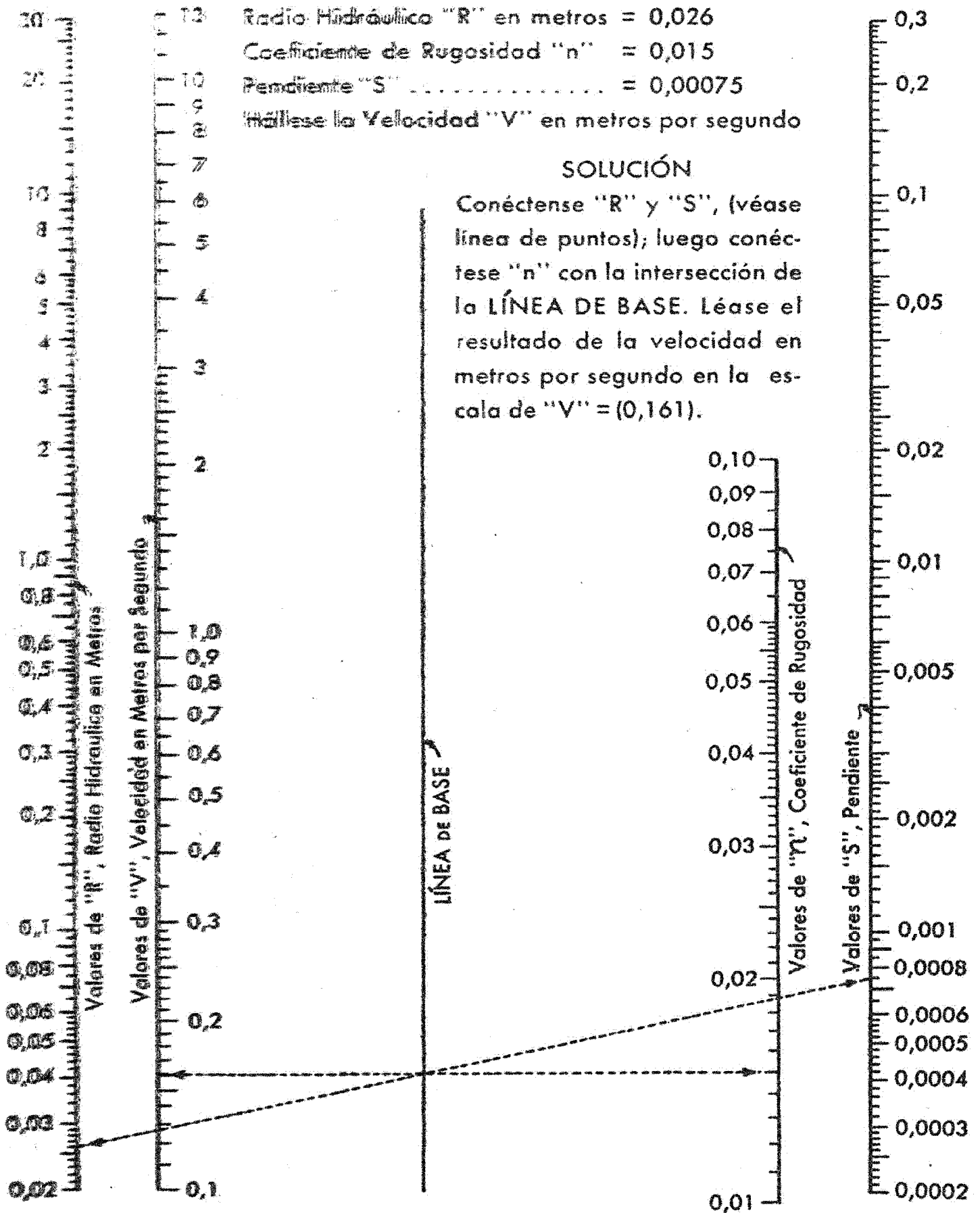
Coefficiente de Rugosidad "n" = 0,015

Pendiente "S" = 0,00075

Hállese la Velocidad "V" en metros por segundo

SOLUCIÓN

Conéctense "R" y "S", (véase línea de puntos); luego conéctese "n" con la intersección de la LÍNEA DE BASE. Léase el resultado de la velocidad en metros por segundo en la escala de "V" = (0,161).



Nota: Conéctense las 2 escalas exteriores o las 2 escalas interiores con el punto común en la LÍNEA DE BASE. Nunca se deben conectar cualquiera de las escalas exteriores o cualquiera de las escalas interiores.

Fig. 201 - Solución de la fórmula de Manning en el sistema métrico. Gráfico calculado por el ingeniero M. L. Johnston.

en la que se colocará una rejilla para impedir el ingreso de palos y troncos.

Esta compuerta estará anclada en un muro de contención que se construirá al borde del río.

3.5.2.- Diseño del desarenador.-

Al diseñar el desarenador se tendrá en cuenta, como ya se dijo en el acápite 3.4.2. del presente capítulo, dos partes: el canal de acceso entre la bocatoma y el desarenador y el desarenador propiamente dicho.

3.5.2.1.- Cálculo del canal de acceso de la bocatoma al desarenador.

Para el cálculo de canales, en la presente, se utilizará la fórmula de

$$\text{Manning} \\ V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

haciendo uso del nomograma correspondiente calculado por el Ingo.M.L. Johnston

$$\text{Datos} \begin{cases} Q = 0.075 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V = 0.70 \text{ m/seg.} \\ n = 0.015 \end{cases}$$

Cálculo del área

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.075}{0.70} = 0.107 \text{ m}^2.$$

$$A = 0.107 \text{ m}^2.$$

Cálculo de R

Para un canal rectangular la condición de máxima eficiencia hidráulica se cumple en las siguientes condiciones:

$$R = 2d^2$$

$$P = 4d$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2d^2}{4d} = \frac{d}{2} \rightarrow d = \frac{A}{2}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.107}{2}} = 0.231$$

$$d = 0.231$$

$$R = \frac{d}{2} = \frac{0.231}{2} = 0.1155 \approx 0.116$$

$$R = 0.116$$

Con los datos de :

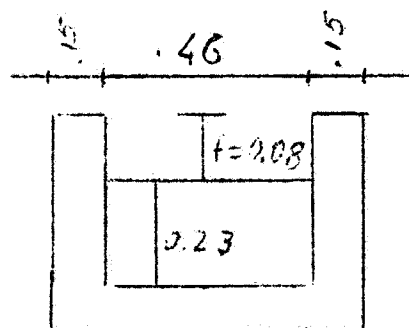
$$R = 0.116$$

$$n = 0.015$$

$$V = 0.070$$

se va al nomograma y se obtiene

$$S = 0.002$$



Cálculo de f ó margen libre del canal según Etcheverry.

$$f = \frac{1}{3} = d$$

$$f = \frac{1}{3} \times 0.23 = 0.077 \approx 0.08$$

$$f = 0.08 \text{ m.}$$

longitud del canal = 100 mts.

$$L = 100 \text{ mts.}$$

3.5.2.2.- Cálculo del desarenador propiamente dicho.-

Este instalará con el fin de separar del agua los cuerpos sólidos que son arrastrados por esta.

Se tratarán de eliminar las arenas gruesas ya que los limos serán separados en los sedimentadores.

Cálculos

El caudal del desarenador será el mismo del canal de aducción o sea (acápitate 1,7,2. Cap. II)

$$Q = 0,060 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Las velocidades que se aceptan generalmente para un desarenador es de 0.20 á 0.50 m/seg.

Las fórmulas a usarse son las siguientes:

$$A' = \frac{Q}{V'}$$

en la que

A' = área del desarenador

Q = Caudal (0.060 $\text{m}^3/\text{seg.}$)

V' = Velocidad de traslación a lo largo del desarenador.

$$b'' = \frac{Q}{V''d}$$

b'' = ancho del desarenador

d = tirante del desarenador que puede ser igual o ligeramente que la del canal.

El valor hidráulico de sedimentación de la partícula:

es V'' y V' , como ya se dijo, el valor de traslación; luego se puede establecer la siguiente relación:

$$\frac{V''}{V'} = \frac{d}{L} \quad L = \frac{V'd}{V''}$$

L = longitud del desarenador.

Esto es una relación teórica, que en la práctica no sucede, por lo que se toma un coeficiente de seguridad para hallar la longitud del desarenador.

En estos casos el coeficiente K varía según el valor de la velocidad V' de traslación; luego el valor de la longitud del desarenador será:

$$L' = KV' d/V''$$

Como datos para el cálculo del desarenador se tomaran los siguientes:

$$Q = 0.060 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (la misma del canal)}$$

$$V' = 0.20 \text{ m/seg} \text{ (la mínima aceptada para desarenador)}$$

Con esto se obtiene

$$A' = \frac{Q}{V'} = \frac{0.060}{0.20} = 0.30$$

$$A = 0.30 \text{ m}^2.$$

$$d = 0.30 \text{ mts. (tirante ligeramente mayor que la del canal)}$$

$V'' = 0.015 \text{ m/seg.}$ obtenido de la tabla No. I, con lo que se eliminara, en el desarenador todas las partículas, cuyo orden de magnitud es superior al de las arenas finas $K = 1.25$ obtenido de la tabla No 2 con lo que se obtiene:

$$b'' = \frac{Q}{V'd} = \frac{0.060}{0.20 \times 0.30} = 1.0$$

$$b' = 1.0 \text{ mts.}$$

$$\text{y } L' = KV' d/V'' = 1.25 \times 0.20 \times 0.30 / 0.015$$

$$L' = 5.0 \text{ mts.}$$

T A B L A N o 1
VALOR HIDRAULICO DE LAS PARTICULAS

Diámetro m.m.	Orden de Magnitud	Valor hidráulico o ve- locidad de subsidien- cia.	Tiempo necesari- o para sedi- mentar 0.30 mt.
10.0	grava	1000	0.3 seg.
1.0		100	3.0 seg.
0.8		83	
0.6		63	
0.5	arena gruesa	53	
0.4		42	
0.3		32	
0.2		21	
0.15		15	
0.10		8	
0.05	arena fina	2.9	38 seg.
0.04		2.1	
0.015		0.35	
0.010		0.154	33 minutos
0.005	ciéno o	0.0335	
0.004	limo	0.0247	
0.0015		0.0035	
0.001	bacterias	0.00154	35 horas
0.0001	Part.de arcilla	0.0000154	230 días
0.00001	Part.coloidales	0.000000154	63 años

T A B L A N o 2
VALORES DEL COEFICIENTE K

<u>V'</u>	<u>K</u>
0.20 m/seg.	1.25
0.30	1.50
0.40	1.75
0.50	2.00

3.5.3.- Diseño del canal de aducción.-

Utilizando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

y haciendo uso del nomograma para la misma, ---
calculada por el Ingo. H.L. Johnston se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= 0.060 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ \text{DATOS } V &= 0.70 \text{ m/seg.} \\ n &= 0.015 \end{aligned}$$

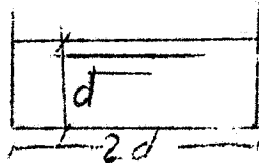
Cálculo del área

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.060}{0.70} = 0.0857 \text{ m}^2.$$

$$A = 0.0857 \text{ m}^2.$$

Cálculo R

Utilizando la sección de máxima eficiencia hidráulica



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

$$A = 2d^2$$

$$P = 4d$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2d^2}{4d} = \frac{d}{2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{A}{2}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.0857}{2}} = 0.207 \text{ m}$$

$$d = 0.207 \text{ m}$$

$$R = \frac{d}{2} = \frac{0.207}{2} = 0.103$$

Con los datos de:

$$R = 0.103$$

$$n = 0.015$$

$$V = 0.70$$

se va al nomograma y se obtiene:

$$S = 0.0021$$

Cálculo de f o margen libre.- Según Etcheverry

$$f = \frac{1}{3} d$$

$$f = \frac{1}{3} \times 0.207 = 0.069 \quad 0.07$$

$$f = 0.07 \text{ mts.}$$

4.- SISTEMAS DE POTABILIZACION.-

4.1.- Procesos considerados.-

Se han considerado como únicos procesos de tratamiento los siguientes:

4.1.1.- Sedimentación inducida, mediante coagulación por razones de la alta turbidez del agua que en época de lluvias alcanza 3,000 p.p.m.

en este proceso se considerará:

4.1.1.1.- Cámara de mezcla y floculación.

4.1.1.2.- Sedimentación propiamente dicha.

4.1.2.- Filtración forzada mediante filtros rápidos.

4.1.3.- Desinfección

Tan sólo se han considerado estos tres procesos, indispensables en el tratamiento de aguas de ríos, y no otros por que siendo una ciudad pequeña y de relativamente escasos recursos económicos no podrá ser industrial y el agua potable tan sólo servirá para uso doméstico que no requiere mayor tratamiento.

4.2.- Instalaciones Proyectadas.-

Por lo expuesto anteriormente y por lo que se exponerá en el siguiente punto, para esta planta de tratamiento se proyectará las siguientes estructuras:

4.2.1.- Floculador de gravedad, tipo vuelta al extremo.

(a round the end)

4.2.2.- Sedimentadores

4.2.3.- Filtros rápidos

4.2.4.- Desinfección

4.3.- CRITERIO.-

El criterio determinante para elegir este tipo de estructuras para el tratamiento del agua del río Ilave es como sigue:

4.3.1.- Face económica.-

4.3.1.1.- El aspecto económico es determinante en estas plantas pequeñas, por que-- si se instalara equipo mecánico, no obstante ser más flexible en su funcionamiento, en los diferentes procesos; habría la necesidad de contratar, para su funcionamiento, personal técnico especializado, que requeriría de elevado sueldo; por otro lado se incurriría en gastos de combustibles y lubricantes y otros.

4.3.1.2.- Los procesos considerados son simples sistemas de mezcla y manipulación de reactivos.

4.3.1.3.- La simple operación manual de válvulas en plantas pequeñas resulta mas eficiente y económica que utilizar-- controles automáticos.

4.3.2.- Aspecto físico.-

Con la operación manual de los elementos de -- tratamiento se puede emplear personal poco especializado que se puede conseguir en el lugar y adiestrarlo en estas labores.

4.3.3.- Face Operación.-

4.3.3.1- Mediante estos sistemas simples no es probable su manejo equivocado en los diferentes procesos del tratamiento.

4.3.3.2.-Se pueden dar especificaciones claras de su operación.

4.4.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

4.4.1.- Generalidades.-

4.4.1.1.- Capacidad de la planta.- este se-- diseñará para el consumo del día-- máximo o sea 54 l/seg.(acápite 1.7. 1. Cap. II)

4.4.1.2. Número de unidades.— Por razones de flexibilidad, en la operación, es necesario que la planta tenga un determinado número de unidades que se va a calcular, por la fórmula.

$$N = 0.407 \sqrt{Q} \quad Q = 1/\text{seg.}$$

que esta dada como consecuencia de la experiencia y de acuerdo al sistema unitario de diseño, que se explicará más adelante.

Para nuestro caso será:

$$N = 0.407 \sqrt{54} = 2.99$$

redondeando esta cifra a un número par

$$N = 4 \text{ unidades}$$

El sistema unitario de diseño es un principio que considera que cada filtro esta alimentado por un sedimentador. El presente trabajo se ha proyectado para que una cámara de mezcla y floculación alimente a dos sedimentadores y cada sedimentador alimente a una cámara de filtros.

4.4.1.3. Se considerará dispositivos de entrada y salida a los sedimentadores con el fin de distribuir la velocidad de entrada del gasto.

4.4.1.4. Período de Retención.— Se tomará el de 3 horas.

4.4.1.5. Valores de Subsidiencia.— Se considerará el que tiene el floc de alúmina, pues con este coagulante se ha de trabajar; el que oscila entre 0.6 - 0.9 m/h para el presente trabajo.

$$V \text{ de subsidiencia} \quad 0.6 \text{ m/h}$$

4.4.1.6.- Cargas Superficiales.- Se tomarán las que se obtienen del sulfato de alúmina que oscila entre:

$$Q/A = 14,500 - 21,500 \text{ ltr/m}^2/\text{día}$$

4.4.1.7.- Almacenaje de sedimentos.- Se tomará el 20% de la capacidad del tanque.

4.4.2.- Cálculo del sedimentador.-

Por razones de encontrar un dimensionamiento adecuado y funcional se va a comenzar con el diseño de los sedimentadores.

Ya se vió en el acápite 4.4.1.2. del presente capítulo que el número de unidades de sedimentación será de 4, en consecuencia cada unidad tendrá una capacidad de 13.5 l/seg. con un período de retención de 3 horas.

Se sabe que el porcentaje de remoción de las partículas es proporcional a la velocidad de subsidencia (V_s) e inversamente proporcional a la carga superficial (Q/A) y que la remoción en el mejor de los casos llega al 60%, nunca llega al 100%; se puede considerar este porcentaje como base y tendremos:

$$\frac{V_s \times 100}{Q/A} = 60$$

Como V_s se ha considerado el que tiene el floc de alúmina, pues con este coagulante se ha de trabajar y oscila entre 0.6 y 0.9 m/h de los cuales se ha tomado para este caso el valor mas desfavorable, osea:

$$V_s = 0.6 \text{ m/h}$$

y teniendo $Q = 13.5 \text{ l/seg.}$ se reemplaza en la fórmula anterior, obteniendose:

$$\frac{0.000167 \text{ m/seg.} \times 100}{0.0135/A} = 60$$

$$A = \frac{60 \times 0.0135}{0.000167 \times 100} = 48.15 \approx 50$$

$$A = 50 \text{ m}^2$$

Luego de algunos ensayos se concluye en el siguiente dimensionamiento:

$$\text{largo} = 14.30 \text{ mts.}$$

$$\text{ancho} = 3.50 \text{ mts.}$$

teniendo en cuenta que el tiempo de retención es de 3 horas se tendrá como profundidad del tanque:

$$t_o = \frac{A h_o}{Q} \Rightarrow h_o = \frac{t_o Q}{A}$$

$$h_o = \frac{3 \times 3600 \times 0.0135}{50} = 2.91 \approx 3.00 \text{ mts.}$$

$$h_o = 3.00 \text{ mts.}$$

luego la capacidad del tanque será:

$$C = 50 \times 3 = 150$$

$$C = 150 \text{ m}^3.$$

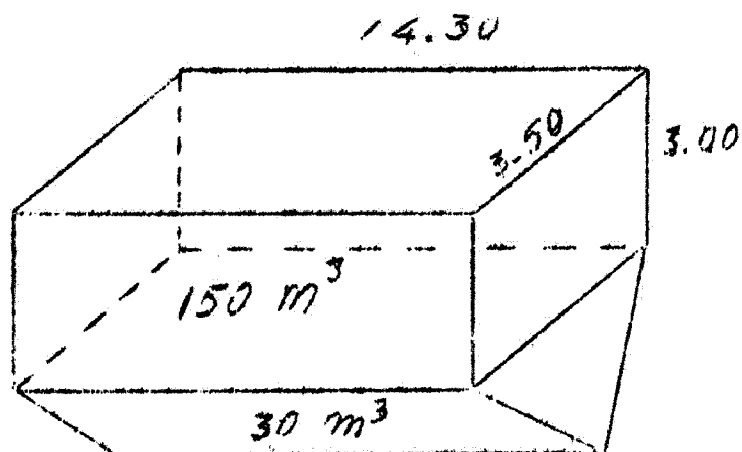
Volumen de sedimentos.-

Para el volumen de sedimentos se tomará el 20% (acápito 4.4.1.7. cap II)

$$150 \times 0.20 = 30 \text{ m}^3$$

$$V \text{ sedimentos} = 30 \text{ m}^3.$$

esquema del tanque de sedimentación.



ANTES DE CONTINUAR CON EL CALCULO DE ALGUNOS DETALLES DEL SEDIMENTADOR, LOS QUE SE AFOTARAN POSTERIORMENTE, SE PROCEDERA CON EL CALCULO DE LA CAMARA DE MEZCLA Y FLOCULACION.-

4.4.3.- CALCULO DE LA CAMARA DE MEZCLA Y FLOCULACION.-

Será un mezclado hidráulico.

Se van a considerar 2 floculadores de 27.0 l/seg. cada uno ($54/2 = 27.00$ l/seg.)

DATOS.-

- Tipo: Vuelta al extremo (Around the end)

- Capacidad: 27 l/seg.

- Tiempo $\left\{ \begin{array}{l} \text{mezcla} = 1 \text{ minuto} \\ \text{floculador} = 25 \text{ minutos} \end{array} \right.$

- Velocidad $\left\{ \begin{array}{l} \text{mezcla} = 0.45 \text{ m/seg} \\ \text{floculador} = \begin{cases} 0.30 \text{ m/seg. a} \\ 0.12 \text{ m/seg.} \end{cases} \end{array} \right.$

Con estos datos y mediante tantos que se han hecho y pueden apreciarse en el cuadro No 2 se ha llegado a las siguientes características generales:

- tirante de agua = 0.30 mts.

- espaciamiento b del canal

mezcla: $b = 0.20$ m.

- floculación: $\left\{ \begin{array}{l} b \text{ inicial} \quad 0.30 \text{ mts.} \\ b \text{ medio} \quad 0.43 \text{ mts.} \\ b \text{ final} \quad 0.75 \text{ mts.} \end{array} \right.$

Incognitas.-

- Número de pantallas y espaciamiento en la etapa de mezcla.

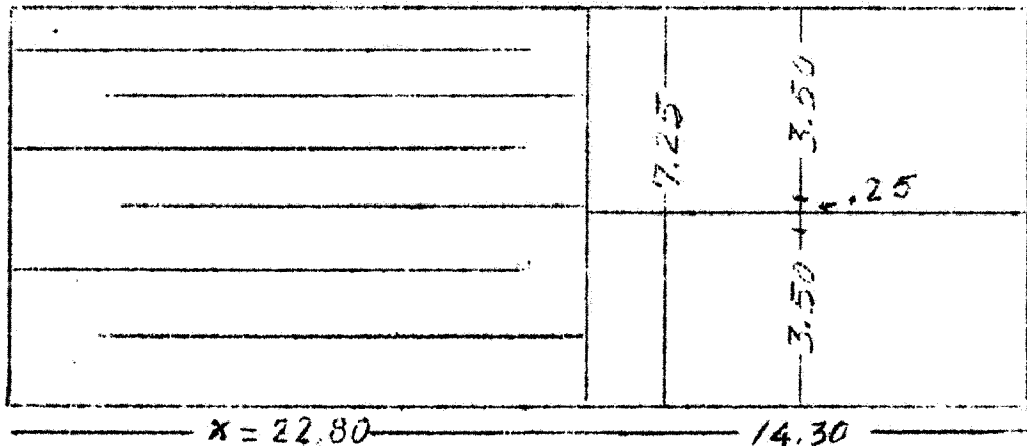
- Número de pantallas y espaciamiento mínimo, medio y máximo en la etapa de floculación.

- longitud total de las secciones.

- Pérdida de carga en la etapa de mezcla y floculación.

Procedimiento.-

Observando el gráfico siguiente, que es lo que se va a tener en la Planta,



haremos algunos tanteos para determinar las dimensiones del floculador, que por un lado esta limitado por el ancho del sedimentador.

Se sabe que el espaciamiento promedio b de los canales es de 0.429 y que el espesor de las paredes de los canales es de $e = 0.06$ mts.

luego el número de canales será:

$$n \times 0.429 + (n-1) 0.06 = 7.25$$

$$n = 15$$

Por el cuadro No 2 se tiene:

longitud canal mezcla	27 mts.
longitud canal floculación	<u>315 "</u>
longitud total	342 mts.

luego la longitud aproximada de X será:

$$X = \frac{342}{15} = 22.80$$

$$X = 22.80$$

Conociendo estas dimensiones del floculador se puede entrar a calcular este, comenzando por la etapa de mezcla:

Mezcla.-

Del cuadro No 2 se obtiene, repitiendo el cálculo:

distancia recorrida $60 \times 0.45 = 27$ mts.

Volumen de agua que circula en 1 minuto.

$$0.027 \times 60 = 1.62 \text{ m}^3.$$

sección mojada

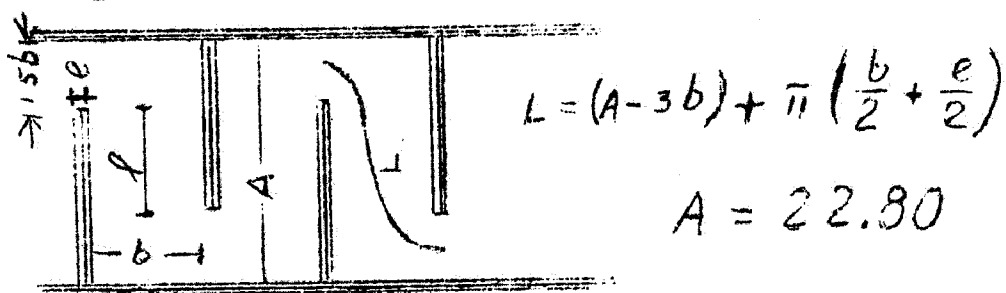
$$1.62/27 = 0.06 \text{ m}^2.$$

separación de pantallas

$$0.06/0.30 = 0.20$$

$$b = 0.20 \text{ mts.}$$

longitud efectiva por cada canal.



$$L = (22.80 - 3 \times 0.20) + \pi \left(\frac{0.20}{2} + \frac{0.06}{2} \right) = 22.60$$

$$L = 22.60 \text{ mts.}$$

Número de canales

$$N_c = 27/22.60 = 1.19 \approx 1$$

$$N_c = 1$$

FLOCULACION.-

$$\text{Velocidad promedio} = \frac{0.30 \times 0.12}{2} = 0.21 \text{ m/seg.}$$

distancia recorrida

$$25 \times 60 \times 0.21 = 315 \text{ mts.}$$

Volumen en 25 minutos

$$0.027 \times 25 \times 60 = 40.50 \text{ m}^3.$$

Sección mojada promedio

$$\frac{40.50}{315} = 0.129 \text{ m}^2$$

Separación promedio de pantallas

$$\frac{0.129}{0.30} = 0.429 \quad \left(b = \frac{A}{a} \right)$$

$$b = 0.429 \text{ mts.}$$

Separación inicial

$$0.429 \times 0.21 / 0.30 = 0.30 \quad \left(b = \frac{Q}{Va} \right)$$

$$b = 0.30 \text{ mts.}$$

Separación final

$$0.429 \times 0.21 / 0.12 = 0.75 \quad \left(b = \frac{Q}{Va} \right)$$

$$b = 0.75 \text{ mts.}$$

longitud efectiva del canal al principio de la estructura.

$$L = (22.30 - 3 \times 0.30) + \widetilde{11} \left(\frac{0.30}{2} + \frac{0.06}{2} \right)$$

$$L = 22.47 \text{ mts.}$$

Longitud efectiva del canal al final.

$$L = (22.80 - 3 \times 0.75) + \widetilde{11} \left(\frac{0.75}{2} + \frac{0.06}{2} \right)$$

$$L = 21.83 \text{ mts.}$$

longitud efectiva promedio

$$L = \frac{22.47 + 21.83}{2} = 22.15$$

$$L = 22.15 \text{ mts.}$$

Número aproximado de canales

$$315 / 22.15 = 14.2 \approx 14$$

longitud de la cámara de mezcla

$$(0.20 + 0.06) \times 1 = 0.26 \text{ mts.}$$

longitud del floculador

$$14 \times 0.429 + 13 \times 0.06 = 6.78 \text{ mts}$$

longitud total, mezcla mas floculación.

$$0.26 + 6.78 = 7.04$$

Cálculo de la pérdida de carga

MEZCLA.- Se dispone de un canal de:

$$A = 0.06 \text{ m}^2. \quad \left| \begin{array}{l} \rightarrow \\ \rightarrow \end{array} \right. R = 0.075$$

$$P = 0.80 \text{ m}$$

$$V = 0.45 \text{ m/seg}$$

$$n = 0.015$$

Con estos datos se va al abaco y se obtiene:

$$S = 0.0015$$

$$h = 0.0015 \times 27 = 0.0405 \text{ mts} \approx 0.041$$

$$h = 0.0410$$

Además este canal cuenta con una vuelta de 180 por cuya vuelta existe una pérdida de carga.

Pérdida de carga por vuelta =

$$2.2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 2.2 \cdot \frac{0.45^2}{196} = 0.0226 \approx 0.023$$

$$\text{P.C. por 1 vuelta de 180} = 0.023 \text{ m.}$$

Pérdida de carga total en la etapa de mezcla

$$\text{P.C. mezcla} = 0.0410 + 0.0230 = 0.064$$

$$\text{P.C. mezcla} = 0.064$$

FLOCULACION.-

Se dispone de un canal promedio de:

$$A = 0.129 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow R = 0.125$$

$$F = 1.029$$

$$V = 0.21 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.015$$

Con estos datos se va al abaco y se obtiene:

$$S = 0.00017$$

$$h = 0.00017 \times 315 = 0.054$$

$$h = 0.054 \text{ m}$$

Pérdida de carga en las 14 curvas

$$K = \frac{V^2}{2g} \times 14 = 2.2 \cdot \frac{0.21^2}{19.6} = 0.0693$$

$$K \frac{V^2}{2g} = 0.069$$

Pérdida de carga total.

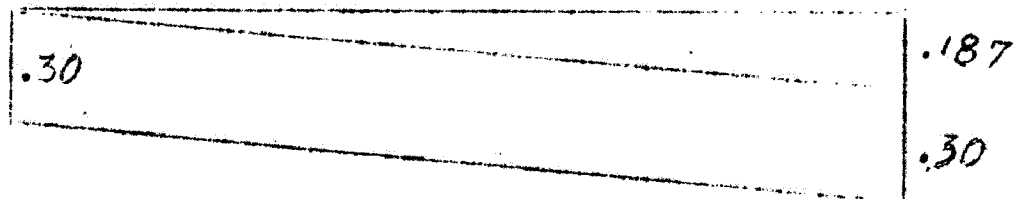
$$\text{P.C. total} = 0.054 + 0.069 = 0.123$$

$$\text{P.C. total} = 0.123 \text{ mts.}$$

Pérdida de carga en las dos etapas

$$P.C. \text{ TOTAL} = 0.064 + 0.123 = 0.187$$

$$P.C. \text{ TOTAL} = 0.187 \text{ mts.}$$



Con estos datos se puede acotar la estructura.

DEL DISEÑO

La etapa de la mezcla no tiene problemas por --- que la velocidad y sección es constante.

La separación y dimensionamiento exacto del floculador se aprecia en el cuadro No 3, en el cual está incluido la etapa de mezcla.

CUADRO N° 3

No de Canales	Separación b	b + e	$L = (A - 3b) + 11\left(\frac{b}{2} + \frac{e}{2}\right)$ $L = 22.89 - 1.43 b$
M E Z C L A			
1	0.20	0.26	22.60
F L O C U L A C I O N			
1	0.30	0.36	22.46
1	0.30	0.36	22.46
1	0.32	0.38	22.44
1	0.32	0.38	22.44
1	0.35	0.41	22.39
1	0.35	0.41	22.39
1	0.37	0.43	22.36
1	0.40	0.46	22.32
1	0.45	0.51	22.25
1	0.50	0.56	22.18
1	0.55	0.61	22.10
1	0.60	0.66	22.03
1	0.65	0.71	21.96
1	0.75	0.75	21.82
		7.25	

Este cuadro se obtuvo calculando el ancho b mediante la fórmula

$$b = \frac{Q}{Va} \text{ para cada cambio de velocidad}$$

entre 0.30 y 0.12 m/seg. y un valor de:

a (tirante) constante. $a = 0.30$ y $Q = 27$ l/s

luego se hizo algunos tanteos y se llegó al resultado que se aprecia en la segunda columna.

A continuación se anota el cuadro que relaciona velocidad V con ancho b

V	.12	.13	.14	.15	.16	.17	.18	.19	.20
$b = \frac{Q}{Va}$	<u>.75</u>	<u>.69</u>	<u>.64</u>	<u>.60</u>	<u>.56</u>	.53	<u>.50</u>	.47	<u>.45</u>

.21	.22	.23	.24	.25	.26	.27	.28	.29	.30
<u>.43</u>	<u>.41</u>	.39	.38	<u>.36</u>	<u>.35</u>	<u>.33</u>	<u>.32</u>	<u>.31</u>	<u>.30</u>

los valores subrayados fueron los del primer tanteo que se hizo del valor obtenido en la segunda columna.

4.4.4. DISEÑO DE LOS FILTROS.—

De acuerdo al sistema unitario de diseño, explicado anteriormente, se ha dispuesto o se va a construir cuatro unidades de filtración.

Estudio preliminar de las dimensiones del filtro.

— Velocidad de filtración $118 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, como el caudal a filtrarse es de:

$$54 \times 86,400 = 4,665.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

se tendrá que el área necesaria de filtración será de:

$$\frac{4,665.6}{118} = 39.5 \approx 40 \text{ m}^2.$$

Como se dispone de 4 sedimentadores, cada uno de ellos alimentará un filtro de 10 m^2 de área el que será dividido por la canaleta central.

- El tiempo de los filtros fuera de uso por lavado y operaciones será de 10 a 15 minutos, de los cuales 5 minutos requiere el lavado.
- La capacidad de la planta, como ya se ha visto es de 54 lts/seg.
- La capacidad de tratamiento por unidad será de 13.5 l/seg.

Adopción de las dimensiones del filtro.-

largo = 3.50 mts.

ancho = 1.43 mts.

4.4.5. CALCULOS DE ALGUNOS DETALLES EN LAS DIFERENTES ETAPAS DEL TRATAMIENTO.-

Por razones de comodidad para los cálculos, el autor de la presente, ha dejado para ser tratados en este acápite, el diseño de algunos detalles en las diferentes etapas de tratamiento y ellos son:

4.4.5.1.- Acotación de los diferentes niveles del canal de la cámara de mezcla y floculación.-

- Cámara de mezcla

cota inicial	P. de carga	cota final
3823.975	0.064	3823.911

- Floculación.-

Para esto se ha calculado la pérdida de carga para cada tramo lo cual se puede apreciar en el cuadro No 4.

CUADRO N° 4

N° CANAL	ANCHO b	LONGITUD EFFECTIVA CANAL L	AREA A	PERIMETRO P	RADIO HIDRAULICA R	VELOCIDAD V	PENDIENTE S	P. C. h	P. C. CORREGIDA FINAL
1	0.30	22.46	0.090	0.90	0.10	0.30	0.00046	0.0103	0.010
1	0.30	22.46	0.090	0.90	0.10	0.29	0.00043	0.0097	0.009
1	0.32	22.44	0.096	0.92	0.105	0.28	0.00037	0.0083	0.008
1	0.32	22.44	0.096	0.92	0.105	0.27	0.00034	0.0076	0.007
1	0.35	22.39	0.105	0.95	0.110	0.26	0.00030	0.0067	0.006
1	0.35	22.39	0.105	0.95	0.110	0.25	0.00028	0.0063	0.006
1	0.37	22.36	0.111	0.97	0.115	0.22	0.00021	0.0047	0.004
1	0.40	22.32	0.120	1.00	0.12	0.20	0.00016	0.0036	0.003
1	0.45	22.25	0.135	1.05	0.128	0.18	0.00012	0.0027	0.002
1	0.50	22.18	0.150	1.10	0.136	0.16	0.000094	0.0021	0.002
1	0.55	22.10	0.165	1.15	0.144	0.15	0.000074	0.0016	0.001
1	0.60	22.03	0.180	1.20	0.15	0.14	0.000061	0.0013	0.001
1	0.65	21.96	0.195	1.25	0.156	0.13	0.00005	0.0011	0.001
1	0.75	21.82	0.225	1.35	0.166	0.12	0.00004	0.0009	0.001
1								0.0669	0.061

RESUMEN

P.C. mezcla 0.064

P.C. Floculador 0.061

P.C. 14 vueltas 0.070

TOTAL 0.195 mts \approx 0.187 mts
(obtenido en 4.4.3)

Luego se ha determinado la cota al comienzo y final de cada canal, como se aprecia en el cuadro N° 5

CUADRO N° 5

TRAMO	COTA INICIAL	P.C. TRAMO + P.C. CURVA =	P.C. TOTAL	COTA FINAL
1	3828.911	0.010 + 0.005	0.015	3828.896
2	3828.896	0.009 + 0.005	0.014	3828.882
3	3828.882	0.008 + 0.005	0.013	3828.869
4	3828.869	0.007 + 0.005	0.012	3828.857
5	3828.857	0.006 + 0.005	0.011	3828.846
6	3828.846	0.006 + 0.005	0.011	3828.835
7	3828.835	0.004 + 0.005	0.009	3828.826
8	3828.826	0.003 + 0.005	0.008	3828.818
9	3828.818	0.002 + 0.005	0.007	3828.811
10	3828.811	0.002 + 0.005	0.007	3828.804
11	3828.804	0.001 + 0.005	0.006	3828.798
12	3828.798	0.001 + 0.005	0.006	3828.792
13	3828.792	0.001 + 0.005	0.006	3828.786
14	3828.786	0.001 + 0.005	0.006	3828.780

ver acotaciones en el plano correspondiente.

4.4.5.2.- Cálculo de los canales de acceso a los sedi-
mentadores.-

Al término del canal de floculación se tiene una cota de 3828.780 allí se va a repartir el agua a los dos sedimentadores mediante dos canales cuyas características se van a determinar a continuación.

$$Q = 13.5 \text{ l/seg.}$$

$$V = 0.12 \text{ m/seg.} \quad a(\text{tirante}) = 0.30 \text{ mts.}$$

$$n = 0.015$$

$$b = \frac{Q}{Va} = \frac{0.0135}{0.12 \times 0.30} = 0.375 \approx 0.34$$

$$b = 0.34 \text{ mts.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.34 \times 0.30}{2 \times 0.30 + 0.34} = 0.1085$$

$$R = 0.11$$

Con estos datos se va a la fórmula de Manning, en su abaco

$$V = 0.12 \quad \left| \quad S = 0.00007 \right.$$

$$n = 0.015 \quad \left| \right.$$

$$R = 0.11 \quad \left| \quad h = 0.00007 \times 7 = 0.00049 \right.$$

$$h \approx 0.001$$

Como se puede apreciar, por los datos obtenidos, es tan pequeña la pendiente que se puede despreciar y construir el canal casi a nivel.

A continuación se ha de calcular la cresta del vertedero de entrada.

4.4.5.3.- Cálculo del vertedero de entrada a los sedi-
mentadores.-

Aplicando la fórmula de Francis para vertedero suprimido se tiene:

$$Q = 1.84 b \left[(h+b)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

$$Q = 0.0135 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 3.50$$

$$h = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{0.12^2}{19.6} = 0.000735$$

$$h = 0.000735$$

Esta carga practicamente puede desprenderse por lo que se aplicará la fórmula sin considerar velocidad de acercamiento

$$Q = 1.84 b H^{3/2}$$

despejando H

$$H^{3/2} = \frac{Q}{1.84 b}$$

reemplazando valores

$$H^{3/2} = \frac{0.0135}{1.84 \times 3.50}$$

$$H = 0.016$$

A continuación se anotan los errores de que adolece este cálculo.

- El agua al entrar al vertedero hace un giro de 90° para lo cual no ha sido presentada la fórmula de Francis.
- La fórmula de Francis ha sido determinada mediante ensayos de carga H comprendidos entre 0.18 y 0.49 mts. y nosotros tenemos

$$H = 0.016 \text{ mts.}$$

- Esto va a trabajar como vertedero sumergido y se ha calculado como vertedero libre.

4.4.5.4.- Cálculo del vertedero de salida de los sedimentadores.-

Si se tratara de poner un vertedero rectangular se tendría las mismas características del anterior y como la carga $H = 0.016$ m. es tan pequeña que se pueden considerar varios vertederos triangulares para evitar irregularidades

en la salida del agua sedimentada, así pues, para la recolección del agua sedimentada se consideraran varios vertederos triangulares. A continuación se indican los cálculos del mismo. La fórmula para vertederos triangulares es la siguiente:

$$Q = C \frac{8}{15} \operatorname{tg} \alpha \sqrt{2g} H^{5/2}$$

Si el vertedero se hace con un ángulo en el vertice igual a 90° se tendrá $\alpha = 45^\circ$ y la fórmula se convierte en:

$$Q = C \frac{8}{15} \sqrt{2g} H^{5/2}$$

Segun Thomson "C" lo estima en 0.593 experimentando con cargas entre 5 y 13 cm. y la fórmula anterior se convierte en:

$$Q = 1.40 H^{5/2}$$

Despues de algunos tanteos se ha llegado a establecer que se colocarán 10 vertederos por lo que Q, para cada vertedero, se convierte en

$$\frac{Q}{10} = \frac{0.0135}{10} = 0.00135 \text{ l/seg.}$$

reemplazando valores

$$0.00135 = 1.40 H^{5/2}$$

Aplicando logaritmos se obtiene

$$H = 0.1787 \text{ m}$$

El ancho en la parte superior del triángulo del vertedero será:

$$2 H = 2 \times 0.1787 = 0.3574$$

y como son 10 vertederos se tendría un ancho de $0.3574 \times 10 = 3.574$ mts. longitud que es mayor al ancho de nuestro sedimentador, pero como es poca la diferencia se hará un acomodo cosa que se puede observar en el plano corres-

pendiente.

La altura de este vertedero de salida es la que va a determinar los niveles del agua en el tanque.

4.4.5.5. Cálculo del canal que conduce el agua sedimentada a los filtros.-

Se ha establecido el canal de las siguientes características:

$$Q = 0.027 \text{ l/seg. (dato)}$$

$$V = 0.30 \text{ m/seg. (asumido)}$$

$$b = 0.40 \text{ m. (asumido)}$$

luego:

$$a = \frac{Q}{Vb} = \frac{0.027}{0.30 \times 0.40} = 0.225$$

$$R = \frac{0.09}{0.855} = 0.106 \quad | \quad S = 0.00042$$

$$V = 0.30$$

$$n = 0.015$$

$$h \text{ (al llegar a los filtros)} = 0.00042 \times 46.50$$

$$h = 0.02$$

Luego, cota a la entrada de los filtros

$$3828.53 - 0.02 = 3828.51$$

El resto de las acotaciones se encuentra en los respectivos planos.

4.4.5.6. Cálculo de los medidores PARSHALL.-

Estos medidores se han diseñado en número de 2, como se puede apreciar en el plano general de la Planta, con el objeto de conocer el caudal que ingresa a cada cámara de mezcla y floculación y hacer las dosificaciones de coagulantes correspondiente.

Como se dispone de un gasto, para cada floculador, de 27 l/seg. se ha diseñado el medidor Parshall más pequeño, osea $W=3"$, con lo cual se aseguran las mediciones de caudal ya que la

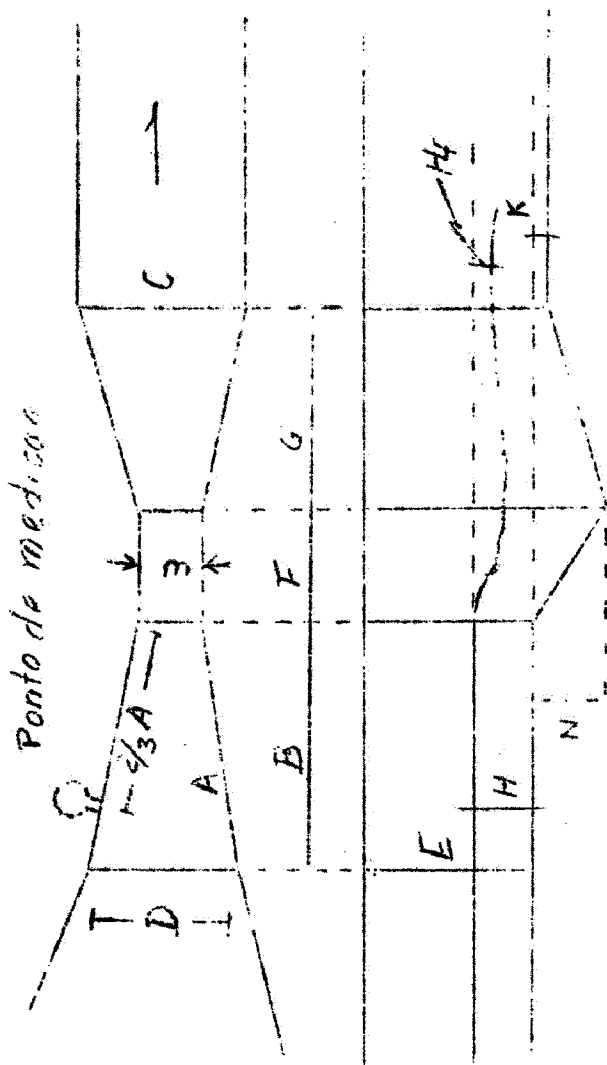
capacidad de medición es de $Q_{min} = 0.85$ ---
 l/seg. y $Q_{max} = 53.8$ l/seg.

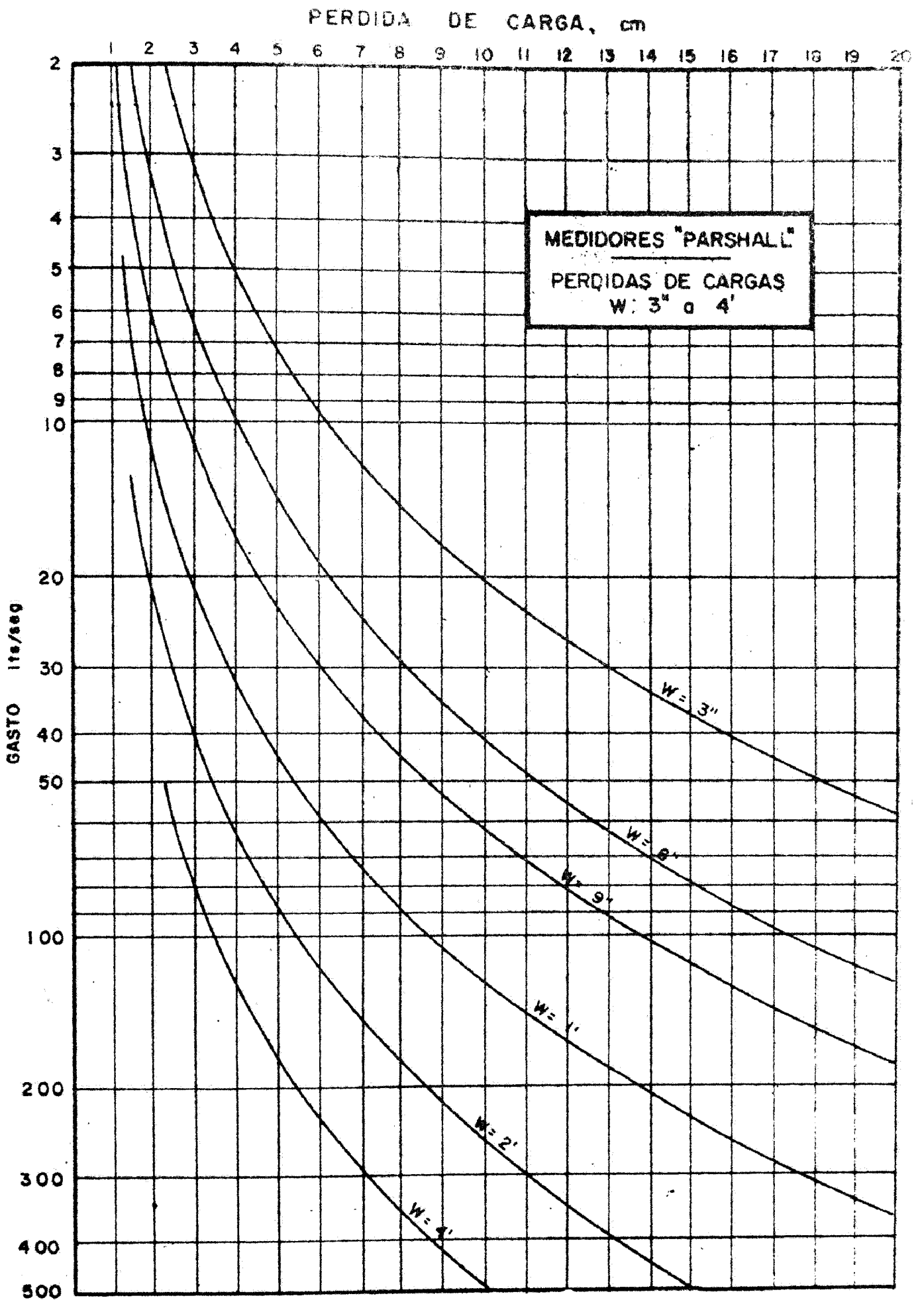
El dimensionamiento de este medidor se ha
 tomado de la tabla propuesta por el Ingenie-
 ro José M. de Azevedo Netto (Brasileiro) en
 su curso Tratamiento de Esgotos, y es la si-
 guiente (tabla No 3)

T A B L A N° 3

DIMENSÕES DE VERT. FARSHALL PADRÕES - CM

POL	W CM	DIMENSÕES DE VERT. FARSHALL PADRÕES - CM										CAPAC. l/s	
		A	B	C	D	E	F	G	K	n	Q min	Q max	
3	7.6	40.6	45.7	17.8	25.9	61.0	15.2	30.5	2.5	5.7	0.85	53.8	
6	15.2	62.1	61.0	32.1	61.0	61.0	30.5	61.0	7.6	11.4	1.42	110.4	
9	22.9	88.0	66.4	30.0	57.5	76.3	30.5	45.7	7.6	11.4	2.55	251.9	
12	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	3.11	455.6	
18	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	4.25	696.2	
24	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9	11.89	956.7	





La pérdida de carga de 12 cm. se obtiene del Homograma No

A continuación se da la tabla de gastos, (tabla No 4) en l/seg, con cargas variables de 3 a 45 cm. y ancho de garganta W variable entre 3" y 24"

T A B L A No. 4

H cm.	Gasto en l/seg. con cargas variables de 3 a 45cm. y ancho de garganta W variable entre:					
	3"	6"	9"	12"	18"	24"
3	0.3	1.4	2.5	3.1.	4.2	-
4	1.2	2.3	4.0	4.6	6.9	-
5	1.5	3.2	5.5	7.0	10.0	13.6
6	2.3	4.5	7.3	9.9	14.4	18.7
7	2.9	5.7	9.1	12.5	17.8	23.2
8	3.5	7.1	11.1	14.5	21.6	28.0
9	4.3	8.5	13.5	17.7	26.0	34.2
10	5.0	10.3	15.8	20.9	30.8	40.6
11	5.8	11.6	18.1	23.3	35.4	46.5
12	6.7	13.4	24.0	27.4	40.5	53.5
13	7.5	15.1	23.8	31.0	45.6	60.3
14	8.5	17.3	26.6	34.8	51.5	68.0
15	9.4	19.1	29.2	38.4	57.0	75.5
16	10.8	21.1	32.4	42.5	63.0	83.5
17	11.4	23.2	35.6	46.8	69.0	92.0
18	12.4	25.2	38.3	51.0	75.4	100.0
19	13.5	27.7	42.3	55.2	82.2	109.0
20	14.6	30.0	45.7	59.8	89.0	118.0
25	20.6	42.5	64.2	83.8	125.0	167.0
30	27.4	57.0	85.0	111.0	166.0	221.0
35	34.4	72.2	106.8	139.8	209.0	280.0
40	42.5	89.5	131.0	170.0	257.0	345.0
45	51.0	107.0	157.0	203.0	306.0	410.0

Las demas acotaciones y detalles se encuentran en el plano correspondiente.

4.4.5.7. Cálculo del Número de Orificios en el Falso Fondo Wheeler.-

Según el libro de Ernest. WSteel, la superficie total de los orificios debe ser del

0.2 a 0.33 por 100 de la superficie filtrante.

Para la presente se tomará el 0.33% o sea:

Superficie filtrante $3.50 \times 1.43 = 5.00$

$$S. \text{ filtrante} = 5.00 \text{ m}^2.$$

La dimensión de cada orificio será, según Steel entre 19 y 21 milímetros de diámetro; se adoptará el orificio de 21 milímetros de diámetro, luego el número de orificios será:

$$N^{\circ} = \frac{5 \times 0.0033}{\frac{11 D^2}{4}} = \frac{5 \times 0.0033 \times 4}{11 \times 0.021 \times 0.021} = 47.7$$

$$N^{\circ} = 48$$

Por razones de las dimensiones de la superficie filtrante se han considerado tan sólo 44 orificios, como se puede apreciar en el plano correspondiente.

El dimensionamiento del falso fondo Wheeler se ha tomado de lo que recomienda el libro, Abastecimiento de Agua y Alcantarillado de Ernest W. Steel.

4.4.5.8.- Cámara de reunión de agua filtrada.-

Esta se construirá con el objeto de almacenar agua filtrada durante las horas que no se bombea al reservorio.

Las bombas trabajaran 18 horas en consecuencia se tendrá que almacenar agua filtrada para ser bombeada durante 4 horas que hacen un volumen de:

$$0.054 \times 4 \times 3600 = 777.6 \text{ m}^3.$$

esto para el total funcionamiento de la Planta, pero como se ha planteado (introducción) hacerla en dos etapas se construirá

dos cámaras de reunión de:

$$777.6/2 = 388.3 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen cámara reunión} = 390 \text{ m}^3.$$

o sea que se construirá dos reservorios a -
poyados de 390 m^3 . cada uno con las siguien-
tes dimensiones útiles

$$16 \times 8 = 3$$

Detalles en el plano respectivo.

4.4.6.- Cálculo de la línea de impulsión.-

Esta línea de impulsión debe tener capacidad ---
para que permita bombear el consumo diario de
la ciudad en 18 horas, o sea para un caudal de:

$$\frac{54 \times 86,400}{18 \times 3600} = 72 \text{ l/seg.}$$

luego con

$Q = 72 \text{ l/seg}$	$S = 7.3$
$L = 250 \text{ mts.}$	$hf = 7.3 \times 0.250 =$
$D = 10''$	1.825 mts.

se obtiene

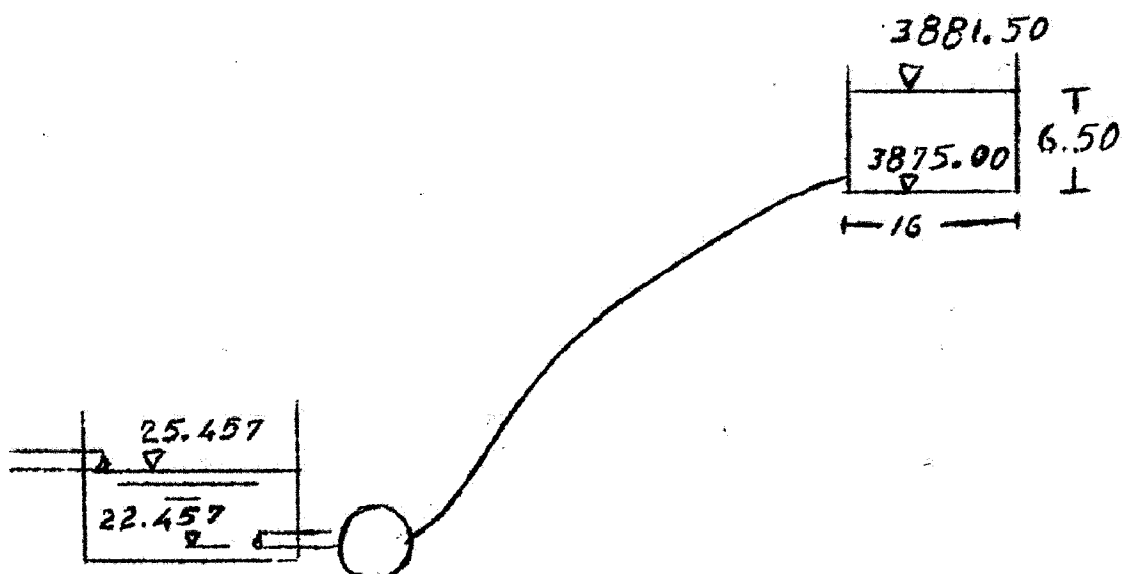
$$S = 7.3 \quad \text{y}$$

$$hf = 7.3 \times 0.250 = 1.825 \text{ mts}$$

$$hf = 1.83 \text{ mts}$$

que se tendrá en cuenta para el cálculo del e-
quipo de bombeo.

4.4.7.- Cálculo del equipo de bombeo



Con el objeto de elevar el agua desde la cámara de reunión de agua filtrada hasta el reservorio de almacenamiento se ha de diseñar una estación de bombeo en la cual se ubicaran 2 motobombas con capacidad cada una de:

$$\frac{54}{2} \times \frac{4}{3} = 36 \text{ l/seg.}$$

y una carga de presión de:

$$\text{presión estática } 3881.500 - 3822.457 = 59.043$$

Pérdida de carga por fricción	1.825	
	60.868	65.00

CARGA DE PRESION 65 MTS.

La potencia de cada bomba será:

$$\text{Pot. HP} = \frac{WQH}{\text{ef } 75}$$

$$W = 1000$$

$$Q = 0.036$$

$$H = 65$$

$$\text{ef} = 60\% \text{ (se considera bajo por estar I-lave a 3810 m.s.n.m.)}$$

$$\text{Pot. HP} = \frac{1000 \times 0.036 \times 65}{0.60 \times 75} = 52.00$$

$$\text{Pot.} = 52 \text{ HP por c/bomba}$$

al haberse considerado dos bombas se ha pensado e n que funcionaran alternativamente.

4.4.8.- Cálculo de la línea de agua para lavado de filtros

Carga de agua sobre las artezas de lavado

$$\begin{array}{r} 3881.500 \\ 3828.135 \\ \hline 53.365 \approx 54 \text{ mts} \end{array}$$

$$h = 54 \text{ m.}$$

la carga sobre las artezas de lavado debe ser de 9 a 10 mts. osea

$$h = 54 - 10 = 44$$

luego

$$S = \frac{44}{0.250} = 176$$

$$Q = \frac{11400}{60} = 190 \text{ l/seg.}$$

Con estos datos se busca en el nomograma--- que diámetro satisface, obteniendose

$$D = 8''$$

4.4.9.- DESINFECCION.-

La desinfección se hará mediante la aplicación de cloro en la cámara de reunión.

4.5. CARACTERÍSTICAS.-

Las características del sistema de potabilización son:

4.5.1.- Se ha tratado de diseñar una planta lo más sencillamente posible debido a que la población de Ilave--- es pequeña y no cuenta con técnicos especializados para la operación de la misma.

4.5.2.- Todos los comandos se encuentran concentrados para facilitar su control sin que para ello haya necesidad de que el operador de la Planta tenga que recorrer o caminar mucho para realizar las operaciones respectivas.

4.6.- EQUIPOS.-

Planta de Bombeo.- Las bombas a instalarse serán de presión y se usará las centrífugas de turbina; las que serán accionadas mediante un motor a petróleo.

Dosificadores.- Se instalará dos dosificadores del tipo de sustancias químicas en solución, uno de sulfato de alúmina y otro de cal; solución que será vertida en los medidores Parshall, la capacidad será de 500 lbs/24 hs.

Clorinadores.- Se instalará dos clorinadores para un rango de 0 - 15 lbs/24 horas; se usarán aparatos de fácil manejo instalados directamente en la botella de cloro, los que funcionarán mediante succiones del gas.

5.- SISTEMA DE DISTRIBUCION .-

5.1.- Almacenamiento de regulación.-

Ya se vió en el acápite 1.8. del presente Capítulo que el volumen de regulación, incluyendo agua para el lavado de los filtros será de 1300 m^3 .

5.1.1.- Disposición.- El reservorio será de tipo elevado, estará ubicado entre la planta y la ciudad.

5.1.2.- Características.-

Será reservorio circular de las siguientes dimensiones utiles $D = 16 \text{ mts.}$ $h = 6.50 \text{ mts.}$

5.1.3.- Elementos de Control.-

Se ha previsto una cámara de válvulas, como se puede apreciar en el plano correspondiente, en la cual un sistema de tuberías y válvulas permite un adecuado control del funcionamiento del reservorio. Además se ha previsto un by-pass que permitirá el bombeo directo a la red de distribución, en caso de ser necesario, como cuando el reservorio se encuentre en limpieza.

5.2.- Red de Distribución.-

5.2.1.- Criterio determinante.-

El criterio determinante para diseñar la red de distribución ha sido:

5.2.1.1.- La presión mínima considerada al diseñar la red ha sido de 20 lbs/pulg^2 , teniendo en cuenta que en la ciudad de Ilave no existen casas de mas de dos pisos y que estas son escasas;

5.2.1.2.- Se ha calculado para el futuro, esto es, teniendo en cuenta la zona de posible expansión de la ciudad.

5.2.1.3.- La red se ha calculado para el máximo horario estableciéndose este en el 300% del consumo máximo diario.

5.2.2.- Diseño.-

El procedimiento, en síntesis, seguido para el diseño de la red ha sido el siguiente:

5.2.2.1.- Esquema de la red.-

Se aprecia en el plano correspondiente, en el se ha determinado la ubicación del circuito primario, se ha previsto el punto de entrada y cuales son las tuberías de mayor importancia.

5.2.2.2.- Repartición de áreas.-

Se ha hecho en la misma forma en que se reparten las cargas en una estructura de construcción; estas áreas se encuentran aprovechando de los nudos o esquinas, determinando su zona de influencia por bisectrices.

5.2.2.3.- Cálculo del consumo por zona.-

Por ser Ilave una ciudad pequeña, en la que no existe zonificaciones para industrias, comercio, vivienda etc. se ha usado una densidad de población uniforme.

5.2.2.4.- Ubicación del punto de toma.-

Esta se ha ubicado en la parte final del tramo, en lugar de considerarla repartida a lo largo del tubo.

5.2.2.5.- Cálculo hidráulico de la red.-

Se ha hecho mediante el metodo de Hardy Cross como se puede apreciar en el plano correspondiente.

5.2.2.6.- Determinación de las condiciones de funcionamiento.-

Conocidos los gastos y las pérdidas de carga viene la comprobación de las presiones máximas y mínimas en diferentes puntos de la red a fin de comprobar si esta por debajo o por encima de las presiones límites, igual procedimiento se sigue con las velocidades.

5.2.2.7.- Reajustes.-

Se introducen las variaciones que sean necesarias, mediante tanteos hasta llegar a una solución correcta.

Todos estos procedimientos seguidos para diseñar la red se han llevado mediante cuadros que simplifican enormemente los cálculos.

5.2.3.- CARACTERISTICAS.-

La tubería a usarse será eternit clase 105 tipo mazza.

5.2.4.- Válvulas e hidrantes para incendio.-

Se han ubicado las válvulas e hidrantes de incendio siguiendo las normas que establece el reglamento del Ministerio de Fomento y Obras Públicas de cuyo resultado se puede apreciar en el plano esquema de la red de distribución y accesorios.

5.2.5.- Esquema general.-

Ver el plano correspondiente.

6.- ESPECIFICACIONES DE EQUIPOS, DE MATERIALES Y DE INSTALACION.-

El sistema de abastecimiento de agua para la ciudad de Ilave, ha sido hecho, como ya se dijo en base a un período de diseño de 30 años, planteandose en este estudio general 2 etapas--

de diseño, debido al elevado costo de la obra deberá hacerse la construcción por etapas sucesivas, el diseño general de la red de distribución y la planta de tratamiento está supeditada a esta idea.

Comprendiendo dentro de la primera etapa las siguientes obras:

6.1.- Captación

6.2.- Desarenador y canal de aducción

6.3.- Medidor Parshall y Cámara de Mezcla y Floculación: 1 unidad.

6.4.- Sedimentador: 2 unidades

6.5.- Filtros rápidos: 2 unidades

6.6.- Parte de la galería de tubos

6.7.- Cámara de reunión: 1 unidad

6.8.- Equipo de bombeo: 2 unidades

6.9.- Equipo de clorinación: 1 unidad

6.10. Reservorio de Almacenamiento

6.11. Parte de la red de distribución

En la segunda etapa se ha planteado la construcción de las demás unidades restantes.

Para la ubicación de la Planta se ha fijado la posición de menor movimiento de tierras.

Para el alumbrado se instalará un pequeño grupo electrógeno de 6 KW. que se ubicará en la caseta de bombeo.

La tubería a usarse será eternit tipo mazza clase 105 así como sus accesorios.