

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POST-GRADO



"ANTEPROYECTO DE LA PLANTA
POTABILIZADORA DE AGUAS DEL RÍO
SAN JUAN EN CHINA, N. L."

T E S I S

EN OPCION AL GRADO DE MAESTRO EN
CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN
INGENIERIA EN SALUD PUBLICA

P R E S E N T A

ING. JIMMY LUIS LOAIZA NAVIA

MONTERREY, N. L.

FEBRERO DE 1988

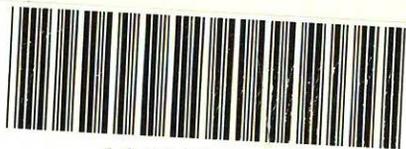
T

TD745

L6

1988

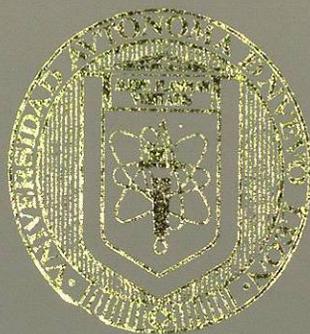
C.1



1090016928

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POST-GRADO



T
TD746
L6
1988
C01

"ANTEPROYECTO DE LA PLANTA
POTABILIZADORA DE AGUAS DEL RIO
SAN JUAN EN CHINA, N. L."

T E S I S

EN OPCION AL GRADO DE MAESTRO EN
CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN
INGENIERIA EN SALUD PUBLICA

P R E S E N T A

ING. JIMMY LUIS LOAIZA NAVIA

MONTERREY, N. L.

FEBRERO DE 1988

Agradecimiento:

- Al Gobierno de México, a través de la Dirección General de Asuntos - - Culturales de la Secretaría de Relaciones Exteriores por haberme con-- cedido la oportunidad de conocer la hermosa República Mexicana y lograr coronar mis estudios de Postgrado, mediante la Beca del Programa - --- "Convenios Culturales".

- A la Universidad Autónoma de Nuevo León, a través del Departamento de Becas de la Dirección General de Estudios de Postgrado, por las faci-- lidades que me brindaron durante mi estancia en las Maestrías en - -- Ingeniería Ambiental e Ingeniería en Salud Pública, mediante la Beca-- Especial de Colegiatura que se me otorgó.

- A la Facultad de Ingeniería Civil, en las personas del Ing. David - - Fernández Camargo e Ing. Benjamín Limón Rodríguez por el constante -- apoyo recibido desde el inicio de los estudios de Postgrado hasta - - la culminación de los mismos.

- A la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería - Civil, en la persona del Ing. Anastacio Vázquez Vázquez, por toda la-- colaboración que se me brindó en todas las instancias de los estudios.

- Al Gobierno del Estado de Nuevo León, a través del Sistema Estatal de Agua Potable y Alcantarillado de Nuevo León, en la persona de su - -- Director General, Arq. Rogelio Hernández Santos e Ing. Bernardo Díaz-- de León, Director de Ingeniería y Proyectos, por la magnífica oportu-- nidad que se me dió para la realización del presente trabajo para el-- Municipio de China, N.L.

- Agradecimiento especial al Dr. Alejandro Ramírez Alcázar, Catedrático de la Escuela de Graduados en la Facultad de Ingeniería Civil, y - -- Asesor de la presente Tesis, por todos los conocimientos, experien-- cias y consejos transmitidos en el transcurso de las carreras, y en -

el desarrollo del presente trabajo.

- A todos y cada uno de los catedráticos de las Maestrías en Ingeniería Ambiental e Ingeniería en Salud Pública, por los conocimientos recibidos durante mi estancia en la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil.
- A los compañeros del salón, por la amistad y apoyo recibidos durante el tiempo que nos tocó convivir.
- A las Autoridades y personal del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Nuevo León, por permitirme compartir con ellos en los diversos proyectos que tiene a su cargo SISTELEON.

Dedicatoria:

- A mi país Bolivia, con el sentimiento y el cariño que se tiene al estar lejos de la tierra que me vió nacer.
- A mis padres: Drs. Alberto Loaiza Beltrán y Nilda Navia de Loaiza - por haberme dado la vida, el hogar, la educación y todo el apoyo - necesario para alcanzar nuevas metas en la vida.
- A mis hermanos: Tommy y María Esther, con el cariño y sentimiento - de hermandad que siempre nos ha unido.
- A mis sobrinos Wálter y Andrés, como un ejemplo de superación personal.
- A mi tío, Ing. Tómas Navia Rivero, M.P.H., M. Sc. Eng., por la cons - tante asesoría y apoyo que me brindó siempre.
- A mis compañeros y amigos: Q.B.P. Ramiro Hipólito López, Ing. - ---
Netzahualcoyotl Araugo Guevara, Q.B.P. Isabel Martínez Montemayor,
Ing. Arturo Celis Barrera, Q.B.P. Juana Ma. Reyes Cortés, Biol. - -
Javier Padilla González, Q.B.P. Ma. Rosario Ramírez Castañeda , - -
Biol. Araceli López Mendoza,, Ing. Eloy Romero Reyes, Q.F.B. - - -
Orfelinda Cruz Ortega, Ing. Mario Chávez Contreras, Ing. Graciela -
Torres González, Nelly Santos.
- A las siguientes personas que colaboraron para la realización del -
presente trabajo: Srta. Catalina Rodríguez Falcón (*) Srta. Alma-
Rosa Macías Luna, Srta. Mónica Martínez de la Cruz, Srta. Ada - -
Palomo Peña, Srta. Silvia E. Cavazos Ibarra, Srta. Ma. del Carmen
Rodríguez Martínez, Arq. Salvador Estrada Ruíz y Arq. Rogelio Pérez
Villalobos.
- A Beatriz Ramírez Carrasco (Bolivia), en recuerdo de algo que pudo-
ser bello....

I N D I C E

I	I N T R O D U C C I O N	1
II	ESTUDIO DE LA FUENTE	9
III	DESCRIPCION DEL ANTE PROYECTO	15
IV	MEMORIA DE CALCULO	20
V	A N E X O S	106
	R E F E R E N C I A S	117

R E S U M E N

El diseño eficiente y económico de una planta de tratamiento de aguas requiere de un cuidadoso estudio basado en - - aspectos técnicos, tales como la calidad del agua cruda y tratada, las eficiencias de los procesos unitarios, su viabilidad económica y factores socioculturales. Lamentablemente, no existe un modelo matemático que optimice todas estas variables y permita una selección de los procesos -- que integran una planta de tratamiento.

El presente trabajo de tesis en opción al grado de Maestro en Ciencias con especialidad en Ingeniería en Salud Pública, con el Título de: " ANTEPROYECTO DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS DEL RIO SAN JUAN EN CHINA, N. L. " es una propuesta que puede ser considerada al momento de tomar -- decisiones a niveles superiores, ya que contempla los - -- aspectos hidráulicos y de potabilización, así como un juego de planos con sus respectivos detalles. Sin embargo no -- pretende ser la única alternativa para satisfacer las - -- expectativas de la potablación de China, N.L., para contar con agua en cantidad suficiente y de la calidad adecuada.

Básicamente, el presente trabajo consta de la memoria de cálculo para una Planta Potabilizadora con capacidad de -- 65 a 100 L.P.S., de tratamiento convencional, donde se - - incluyen las unidades de: Remoción de sólidos bastos, - -

aforo, mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración, desinfección y un cárcamo de bombeo al final del tratamiento. El funcionamiento previsto es íntegramente por gravedad en todas las unidades. El nivel de operación requerido para los técnicos y operadores es un nivel medio, a fin de operar eficientemente la planta y llevar un registro.

Finalmente, el presente trabajo representa el fruto de un largo proceso de esfuerzo y dedicación siempre orientado a optar por las tecnologías apropiadas a fin de encontrar soluciones nuevas a los viejos problemas.

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

No es fácil imaginar un medio higiénico sin la presencia de agua. El progreso de la higiene y de la salud en México y el resto del mundo, ha estado estrechamente vinculado a la existencia del vital elemento, y la rapidez y amplitud de ese avance han guardado siempre una relación directa -- con la cantidad y calidad del agua disponible. La historia de la salud pública en la región está llena de hitos, afortunados o no, en los que el agua fue un factor decisivo.

Los países del mundo han denominado al período 1981 a 1990- " La Década Internacional del Abastecimiento de Agua y del Saneamiento ". Su objetivo es proporcionar a todo el mundo acceso a una agua segura y a un adecuado saneamiento. Una de las principales estrategias para el logro de este propósito consiste en la adopción de tecnologías apropiadas para las condiciones culturales económicas y fisiográficas de -- los países en los cuales se van a implementar programas de potabilización de agua.

A pesar de los grandes esfuerzos realizados en la presente década, el aprovisionamiento de agua para consumo humano --

continúa siendo el principal problema del medio ambiente, - tanto por su magnitud física y económica como por su impacto directo o indirecto en la salud y el desarrollo. La -- ausencia o escasez de este servicio y, consecuentemente, - el consumo de agua no potable, afecta la salud y los índices de morbilidad, los que, a su vez, disminuyen la productividad económica e inhiben el desarrollo socioeconómico.

En México, el satisfacer las necesidades de las Ciudades - medianas y pequeñas en cuanto a la calidad del agua se ve -- algunas veces obstaculizado por la escasez de recursos económicos, tanto en el estudio, construcción, operación y -- mantenimiento de los sistemas de aguas.

I.1 IMPORTANCIA SANITARIA

El hombre ha utilizado el agua desde los albores de la historia; sin embargo, hasta una época relativamente cercana - no se ha llegado a comprender la importancia y a veces el -- peligro, que este elemento puede encerrar para la salud. - Actualmente se tiene conocimiento sobre la relación que -- parece existir entre la cantidad de agua disponible por -- persona y la incidencia de ciertas enfermedades trasmiti-- bles. Antiguamente, las epidemias transmitidas por el - - agua y las investigaciones epidemiológicas subsiguientes - pusieron de manifiesto la importancia de la calidad del -- agua y la intervención de la misma en la transmisión de las enfermedades. Las primeras investigaciones giraron principalmente en torno al cólera y a las enfermedades del grupo de la tifoidea, y más tarde se incluyeron todos los procesos diarreicos. Más recientemente se ha presentado una --

atención cada vez mayor a la intervención del agua como -- vehículo de ciertas virosis.

El problema del suministro de agua potable en cantidad suficiente, no se resuelve con la sola construcción de obras hidráulicas. El origen de muchas infecciones entéricas -- transmitidas por el agua ha podido situarse en la ausencia de un tratamiento adecuado. El presente trabajo de ante-- proyecto de una Planta Potabilizadora de aguas del Río San Juan en China, N.L., pretende proporcionar una alternativa para la solución del problema del agua potable.

Aquí se describe concretamente la memoria de cálculo destinada a obtener una Planta Potabilizadora con uso de la tecnología apropiada del tratamiento del agua, observando las más recientes innovaciones en base a investigaciones realizadas por autores latinoamericanos y de otras nacionalidades, y por supuesto, cuidando de sus limitaciones (25).

I.2 GENERALIDADES

El Municipio de China, N.L., se encuentra en la tercera -- región geográfica económica del Estado de Nuevo León (22). misma que la forman los Municipios de China, Dr. Coss, Los Aldamas, Los Herreras y Los Ramones; siendo en China el -- Centro de la región y a la vez el punto de comunicación -- con la región citrícola del Estado.

La Cabecera Municipal de China, N.L., se encuentra ubicada en el Municipio del mismo nombre al Este del Estado de Nuevo León. Todo el municipio tiene una extensión de - - - -

3,940.60 Km². La situación geográfica de la Cabecera Municipal es de 25° 42' de Latitud Norte y 99° 14' de Longitud Oeste y se encuentra a una altura de 163 metros sobre el nivel del mar.

Se comunica con la Ciudad de Monterrey mediante la carretera Federal No. 40 y con la región citrícola (Gral. Téran) a través de la Carretera Estatal No. 48. Los servicios públicos de la Cabecera Municipal de China, N.L., incluyen: Salud, educación, abastecimiento de agua, drenaje, energía eléctrica, transporte, comunicaciones, banca, etc. Aunque no todos cubren al 100% sus objetivos.

La población de la Cabecera Municipal de China, N.L., a la fecha del presente trabajo, alcanza unos 20,000 habitantes de los cuales la población joven a infantil alcanza el mayor porcentaje.

La actividad económica en el Municipio está basada en la Ganadería y la Agricultura, favoreciendo para esto la topografía casi plana del lugar y el clima cálido seco que predomina en la región.

I.3 ANTECEDENTES

La Cabecera Municipal de China, N.L., se encuentra a orillas del Río San Juan que es la fuente de abasto de agua.

En las últimas décadas el crecimiento poblacional y la industrialización de Monterrey, en términos de convertirse en la Capital de la Industria más importante de la República

Mexicana, ha tenido efectos de la contaminación del agua -- del Río Santa Catarina, Río Pesquería y otros afluentes de la cuenca del Río San Juan.

Actualmente el Río San Juan recibe las descargas domésticas e industriales de la Zona Metropolitana de Monterrey, -- mismas que se reflejan en un deterioro de la calidad de -- agua del Río San Juan a la altura de la estación hidrológica No. 15 "El Cuchillo" de la Secretaría de Agricultura de Recursos Hidráulicos (23).

Tomando en cuenta estos antecedentes, y la necesidad de dotar a la población de agua de buena calidad, fue que en el año de 1965, la Secretaría de Recursos Hidráulicos (hoy -- SARH), instaló una Planta Potabilizadora tipo Pelletier, -- para un caudal de 20 L.P.S. En el período de diseño, esta planta operó satisfactoriamente; sin embargo, posteriormente ya no hubo capacitación para el personal de operación, -- lo que se tradujo en un abandono paulatino de dichas instalaciones, lamentándose el alto costo de la inversión que -- representó.

Entre las razones para esta situación, se cuenta la falta de un manual de operación, mismo de que la empresa se adjudicó, no había previsto el mismo ni tampoco la asesoría -- posterior como se estableció en el Contrato.

Posteriormente, hubo programas de rehabilitación de la -- Planta Potabilizadora mismos que llegaron a satisfacer parcialmente las expectativas de los habitantes de China, N.L. sin embargo, por el crecimiento de la demanda de agua, -- esta es actualmente bombeada del Río San Juan directamente

a la red de abastecimiento de los consiguientes riesgos -- para la salud de los niños, agravándose mas la situación - en las épocas de lluvia.

Por otro lado, existe una segunda toma de agua, y en ésta, el agua pasa por una filtración simple de arena y un tan-- que de presedimentación, y de ahí es inyectada a la red.

Tomádo en cuenta ésta situación en este y otros Municipios dentro de la cuenca del Río San Juan, el Gobierno del Estado de Nuevo León a través del Sistema Estatal de Agua Potable y Alcantarillado de Nuevo León, en coordinación con la Universidad Autónoma ~~de~~ Nuevo León, ha puesto en marcha un extenso programa de descontaminación de la cuenca del Río-San Juan.

Actualmente los requerimientos de agua potable en la Cabe-cera Municipal de China, N.L., ascienden a 65 L.P.S. con - posibilidades de incrementarse a 100 L.P.S. en un futuro - mediato.

El presente anteproyecto para una Planta Potabilizadora pa- ra China, N.L., podría ser considerado aisladamente, o - - bien, formando parte del programa del Gobierno.

I.4 JUSTIFICACION

La justificación para el presente anteproyecto, se basa en la necesidad de contar con agua potable y abatir el alto - índice de enfermedades transmitidas por el agua. Al res-- pecto, un Oficio de la Secretaría Estatal de Salud del - -

Gobierno del Estado, menciona que solo en el presente año de 1987, se registró un índice de 516 casos de infecciones intestinales entéricas y otros síndromes diarreicos reportados, ocupando el segundo lugar en el Índice de morbilidad en el año en China, N.L.

Posiblemente este cuadro clínico esté asociado a la falta de un adecuado tratamiento del agua de consumo humano, mismo que justifica el emplazamiento de obras destinadas a la Potabilización del Agua, como la que se propone en el presente trabajo

I.5 OBJETIVOS

En la última década, numerosos investigadores han realizado significativos aportes tecnológicos en el campo de diseño de las plantas de bajo costo para tratamiento de agua, no solo en áreas netamente científicas, sino en la determinación de nuevos parámetros y criterios de diseños de los procesos de tratamiento del agua (25).

De acuerdo a lo anterior, los objetivos propuestos para el presente trabajo pueden resumirse a la siguiente manera:

- 1.- Sugerir una planta potabilizadora capaz de tratar de 65 a 100 L.P.S. íntegramente por gravedad, incluyendo todos los procesos que forman parte del tratamiento convencional.
- 2.- Construcción simple, obras civiles fáciles de ejecutar y materiales de disponibilidad en el mercado.

- 3.- Operación de nivel medio, todas las partes móviles serán manuales y fáciles de operar, como compuertas, -- válvulas y dosificadores. No está previsto el uso de energía eléctrica o de combustión interna de ninguno de los procesos, lo que hace muy atractiva desde la perspectiva de la economía operacional.
- 4.- Introducir las más recientes innovaciones realizadas en los procesos de coagulación, sedimentación y filtración, para hacerla más eficiente, puesto que dentro de las características de los filtros, éstos serán -- lavados con el flujo de las otras unidades, eliminando las complicadas galerías de tubos, válvulas controladores de flujo, bombas, tanque de lavado, etc.
- 5.- Ser una propuesta competitiva, frente a otros proyectos similares desde el punto de vista técnico donde -- incluyan aspectos hidráulicos y de potabilización.

CAPITULO No. II

ESTUDIO DE LA FUENTE

La fuente de abastecimiento de agua para la población de China, N.L., ha sido Río San Juan desde tiempo atrás. En ese entonces no existía la contaminación que actualmente es un serio problema de salud pública.

El presente trabajo titulado " ANTEPROYECTO DE LA PLANTA - POTABILIZADORA DEL RIO SAN JUAN DE CHINA, N.L. " revela -- inmediatamente la fuente, misma que es el Río San Juan, -- que pasa por la población de China, N.L., es decir que es una fuente superficial.

En general, las aguas del río pueden ser contaminadas por microorganismos causantes de enfermedades o por residuos de origen doméstico é industriales. Por otra parte, no -- puede confiarse en los procesos de autodepuración para -- obtener un agua del río bacteriológicamente inocua. Esta es la razón para optar por una instalación de tratamiento del agua, como la que se propone en el presente trabajo.

II.1 DATOS HIDROLOGICOS

Los formadores principales del Río San Juan, son el Río -- Salinas, Río Pesquería, Río Santa Catarina, Río Ramos, Río Pílon y Arroyo Mohinos.

Dos presas de almacenamiento, construídas en la cuenca del Río San Juan, regulan el escurrimiento en la zona y permiten un aprovechamiento parcial del escurrimiento. La Presa Rodrig Gómez (La Boca) en operación desde 1957, en la cuenca alta del Río San Juan, con 40.8 millones de M3. de capacidad aprovechable destinada al abastecimiento de agua potable de Monterrey, N.L., y la presa Marte R. Gómez, que empezó a almacenar en Mayo de 1943, en la cuenca baja del Río San Juan, con una capacidad hasta la cresta del vertedor (76.34 m.s.n.m.) de 1932 millones de M3.

En el Río San Juan, por su importancia se han efectuado -- observaciones hidrométicas desde el año de 1900 en la estación de aforos Santa Rosalía actualmente suspendida y continuándose después en toda la cuenca. En 1974 se operaban 14 estaciones hidrométicas en corrientes de importancia, - controladas por la Secretaría de Agricultura y Recursos -- Hidráulicos y una más en Camargo, Tamps.

1.- CLIMA.- De acuerdo a la clasificación del Dr - - - -- Thornthwaite (23), la región del bajo Río San Juan en la estación hidrológica " El Cuchillo " en China, N.L. tiene un clima " Cálido con invierno benigno " en la variante de " Semiseco sin estación seca bien definida ". La temperatura media es de 30°C. anual.

- 2.- PRECIPITACION.- Dentro de la región hidrológica No. - 24 Ote. la subcuenca del Río San Juan, a la altura de China, N.L., tiene una lluvia media anual de 700 mm., presentandose la temporada de lluvias en verano, en los meses de Abril a Octubre con 83% de la lluvia - - total del año.

En general, como en todo el norte del país, las lluvias son bastantes escasas y su magnitud es característica de la zona, concentrándose las máximas en la zona media y costera con predominio hacia Cerritos, - N.L. (1,089 mm.).

- 3.- AREA DE LA CUENCA.- En el área de la subcuenca del -- Río San Juan a la altura de la estación "El Cuchillo" (área parcial es de 3,509 Km². y el área acumulada es de 8,794 Km².).

- 4.- VOLUMENES DE AGUA.- En la mencionada estación Hidrológica se reporta un volúmen medio anual llovido en la subcuenca de 2,486 millones de M³. y un volúmen acumulado de toda la cuenca de 5,816 millones de M³.

El volúmen medio agua escurrido total en la estación- " El Cuchillo " es de 474.74 millones de M³.

El volúmen medio anual infiltrado en la subcuenca, se estima en 497 millones de M³. (parcial) y un volúmen-acumulado de 2,153 millones de M³.

El volúmen de las pérdidas por diversos factores en - la subcuenca (parcial), se reporta en 789 millones de

M3. y un volúmen acumulado de 3,188 millones de M3.

Para los anteriores datos, se han considerado los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de escurrimiento = 0.082
- Coeficiente de infiltración = 0.2

Por otro lado, el caudal medio anual del Río San Juan en la estación hidrológica " El Cuchillo " es de 15 m³/s, habiéndose registrado la máximo acrecida en 1938 con 6,758 m³/s.

II.2 CARACTERIZACION DEL AFLUENTE

La caracterización del agua es un paso fundamental para la implementación de un proceso de potabilización, ya que permite elegir el tipo de tratamiento a usar.

En el presente trabajo, se han recopilado los datos de los análisis practicados en Río San Juan, en la estación hidrológica " El Cuchillo ", mismos que se transcriben a continuación, (24) y corresponden al año de 1986. En virtud de que la calidad del agua actualmente es diferente de hace décadas.

F E C H A 01/86 02/86 03/86 04/86 05/86 06/86 07/86 10/86 12/86 PROM.

PH	8.2	8.3	8.0	8.25	8.05	8.15	8.25	8.0	8.15	8.15 (*)
COND. E.	1,200	1,500	1,377	5,400	1,290	660	950	470	860	1,523
DUREZA DE CAMG/1 Ca C03	660	285	309	750	295	215	260	256	160	354 (*)
DUREZA DE Mg/1 Ca C03	20	200	185	440	370	90	80	52	192	181 (*)
DUREZA TOTAL mg/1 Ca C03	680	485	494	1,190	665	305	340	308	352	535 (*)
ALCALINIDAD mg/1 Ca C03	175	148	174	378	180	211	173	218	229	210
CLORUROS mg/1	97	196	151	760	104	35	93	10	67	168
TURBIDEZ SI O2 mg/1	45	-	43	25	44	140	13	-	14	46 (*)
COLOR Pt-Co	18	-	-	50	38	18	62	-	5	32 (*)
N-NITRATO mg/1	.09	.06	.57	1.28	0.40	2.08	0.51	-	2.18	0.90
SOLIDOS TOTALES mg/1	853	1,016	1,089	3,982	850	612	651	-	-	1,293 (*)
S.A.A.M. mg/1	.05	.05	.04	.02	.02	.02	.11	.05	.02	0.04
D Q U mg/1	15.2	61.2	62.1	199.5	58.3	62.1	20.2	62.1	17.5	62.1
DB0.5 mg/1	3.7	5.7	5.0	4.3	7.8	11.7	4.6	5.7	3.2	5.7
COLIFORMES TOTALES NMP/100 ml.	430	90	-	9,300	750	4,600	430	-	930	2,361 (*)

En la última columna se han incluido los valores promedio de los diferentes parámetros. Los datos señalados con (*) se encuentran arriba del límite máximo permitido por el " Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable " (2-VI-53), vigente en la República Mexicana, por lo que es recomendable un tratamiento del agua para consumo humano.

II.3 TRATABILIDAD DEL AGUA

De acuerdo a lo manifestado anteriormente, en el presente trabajo se propone un tratamiento convencional de clarificación y desinfección, con adición de álcali y sulfato de aluminio como coagulante a fin de optimizar los procesos de clarificación (coagulación, floculación, sedimentación y filtración), seguidos por un proceso de desinfección con hipoclorito de sodio y antecedidos por una remoción de sólidos bastos y una unidad de aforo.

En los siguientes capítulos se hace una detallada descripción de todas las unidades de la Planta Potabilizadora propuesta en el presente trabajo; así como su cálculo y dimensionamiento hidráulico.

También se mencionan los aspectos operacionales de la Planta para trabajar con 65 L.P.S. y con 100 L.P.S., se propone una disposición de los lodos producidos y se incluyen los planos respectivos de las unidades que conforman la Planta-Potabilizadora para China, N.L. -

CAPITULO III

DESCRIPCION DEL ANTEPROYECTO

El presente trabajo consiste en el diseño de una Planta Potabilizadora de tratamiento convencional, para un caudal - máximo diario de 65 L.P.S. hasta un caudal máximo diario - futuro de 100 L.P.S.

La fuente del Río San Juan, mismo que en su recorrido pasa por la Cabecera Municipal de China, N.L.

La obra de toma, estará a la altura de la actual subesta--ción eléctrica y para su implementación, se han de conside--rar más de una alternativa, en función de las crecidas del Río. Anteriormente, se utilizaban dos bombas centrifugas--mismas que se instalaron al nivel del Río. Sin embargo, - las crecientes del Río llegaron a dañar los motores de las bombas, hasta ocasionar serias fallas en el suministro de--agua a la población. Esta es la principal razón para op--tar por otro tipo de captación. Actualmente existen dos - alternativas, y una de ellas consiste en la construcción - de una Plataforma de hormigón armado para instalar bombas--sumergibles a un nivel tal que siempre tengan agua por en--cima y descargar constantemente. La otra alternativa con--siste en la instalación de un equipo de bombeo "Hydraflo"--de la M & M. Pump. Corp. operadas por sistema hidráulico.

Se ha previsto la llegada del agua cruda mediante una línea de 12" hasta una caja receptora y con descarga superficial (ver planos).

El presente trabajo incluye desde el diseño de la caja receptora del agua cruda hasta el cárcamo de bombeo al final de las unidades, ya que de ahí, el agua limpia será bombeada hasta los tanques de regulación existentes en la Cabecera Municipal de China, N.L.

Las siguientes unidades serán objeto de análisis y diseño para el presente trabajo:

Remoción de Sólidos Bastos.- Se pretende remover los sólidos bastos que puedan presentarse en el agua, que sean susceptibles al removerse por simple cribado en una rejilla de barras paralelas inclinadas, y de limpieza manual.

Aforo.- Para esta operación, se pretende usar una canaletta Parshall de 9" con descarga libre y con pozos de aquietamiento y adicionado a un limnógrafo para la lectura del nivel, para manitorear el gasto.

Mezcla Rápida.- Al tratarse de un tratamiento convencional, que implica la adición de un coagulante y alcalinidad, éstos serán adicionados al agua en dos saltos hidráulicos a la salida de compuertas, mismas que serán de abertura regulable para la variación del caudal. Se ha previsto una relación $H/a > 20$ para tener un número de Froude mayor a 7.

Floculación.- Para este aspecto, se propone una unidad --

de flujo horizontal con mamparas para darle al agua una --
mezcla suave. Los gradientes de velocidad que son más --
aconsejables son de 60/seg. y 20/seg., en dos tramos de --
floculación, cada uno con un tiempo de 15 minutos, hacien-
do un total de 30 minutos.

Sedimentación.- Se ha previsto un sedimentador de alta ra-
ta, para trabajar con cargas superficiales alrededor de --
200 M³/m²/día, en una sola unidad, con placas inclinadas a
60°. El flujo entre las placas deberá ser laminar y la re-
colección del agua sedimentada através de 2 canaletas con-
vertedores triangulares La remoción de lodos será con tu-
bos P.V.C. perforados, operados por válvulas.

Filtración.- Se pretende que los filtros sean rápidos de-
flujo descendente y de doble lecho de arena y antracita.

Para una carga superficial entre 240 M³/M²/día. Se propo-
ne una batería de 6 filtros con un afluente común y con --
un falso fondo interconectado. El lavado de los filtros --
será con agua proveniente de las otras unidades y la rata-
de filtración declinante.

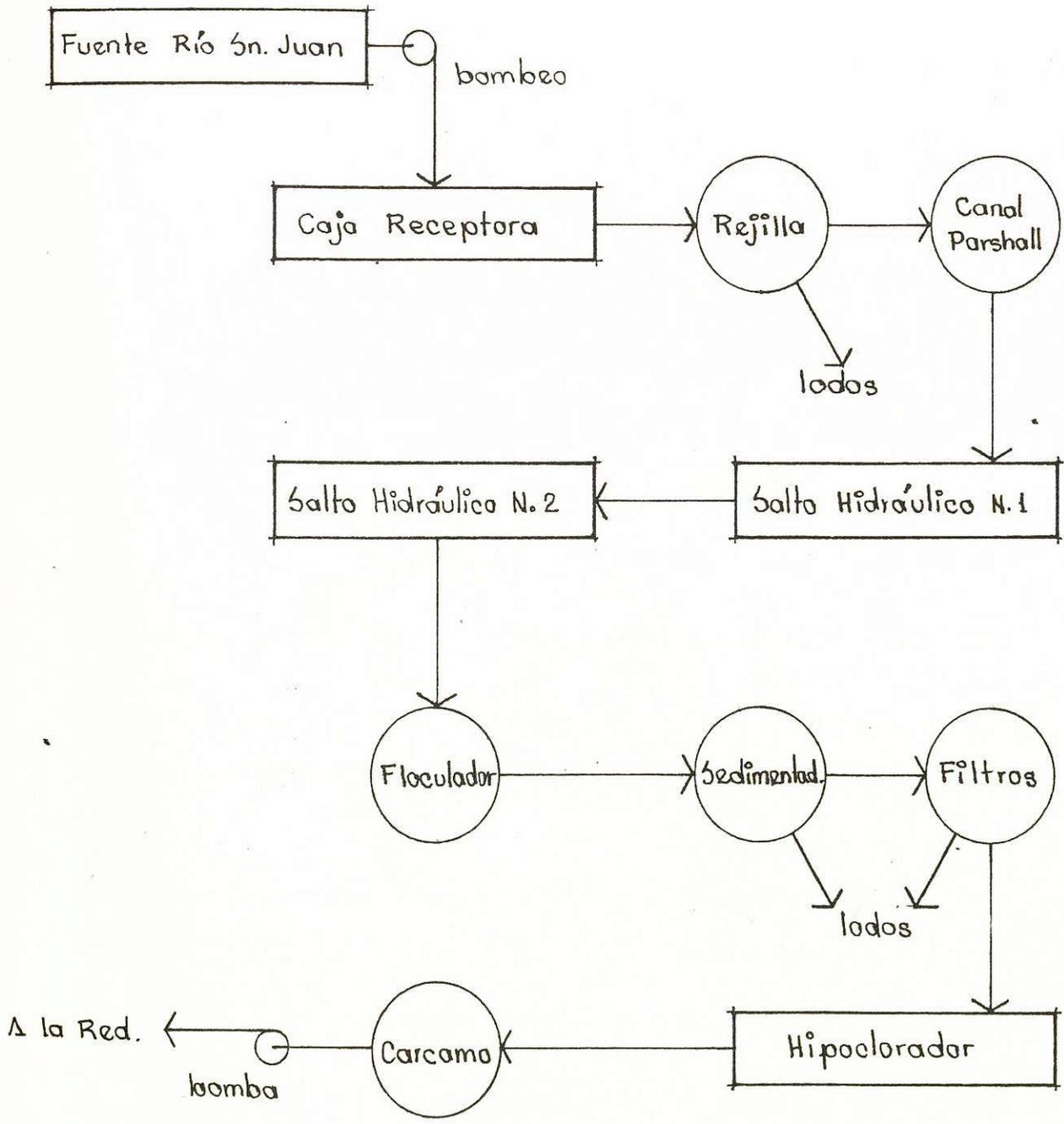
Desinfección.- Será con una dosificación de hipoclorito --
de sodio o cloro-gas, proyectada en el vertedor de control
a la salida de los filtros, para un período de contacto --
mínimo de 15 min. en un cárcamo.

Cárcamo.- el agua tratada será almacenada en un cárcamo --
de bombeo con una capacidad de unos 100 M³. Tal que garan-
tice el período de contacto del cloro y una reserva para --
el bombeo hasta la población.

Disposición de Lodos.- Se hará una propuesta para la disposición de los lodos que se remuevan en: Rejilla, sedimentador y filtros, según las condiciones locales de topografía, suelo y uso del mismo (Figura 3.1).

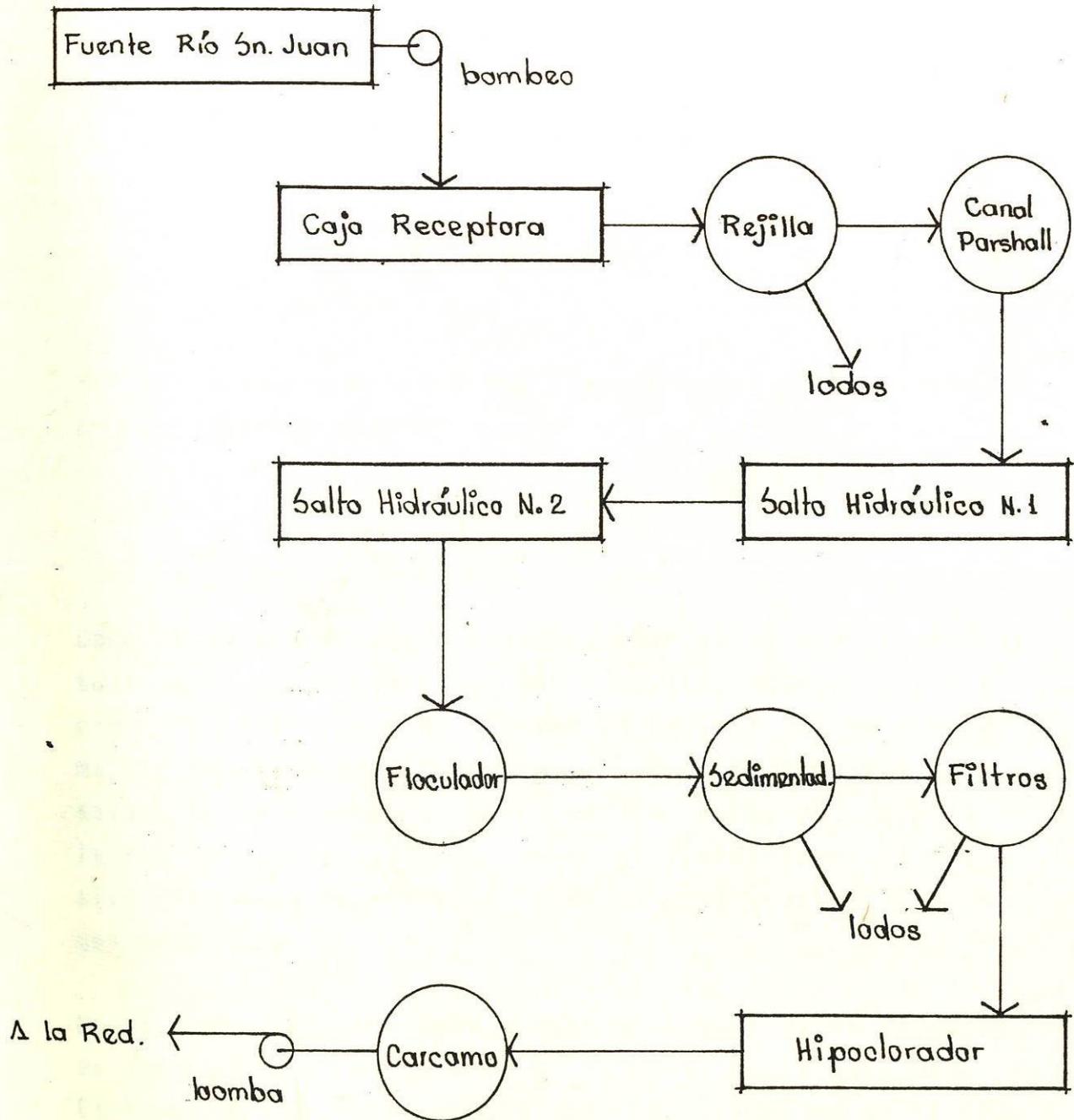
La capacidad de la Planta potabilizadora a considerarse en una primera fase es de 65 L.P.S. hasta una capacidad máxima de 100 L.P.S., sin alterar mayormente las unidades. -- Este es el criterio seguido en el presente trabajo. Otro de los aspectos fundamentales tomados en cuenta es el funcionamiento al 100% por gravedad incluyendo el lavado de los filtros. Todo esto, bajo las premisas de la tecnología apropiada del tratamiento del agua, auspiciadas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS é igualmente otros autores Latinoamericanos.

DIAGRAMA DE FLUJO



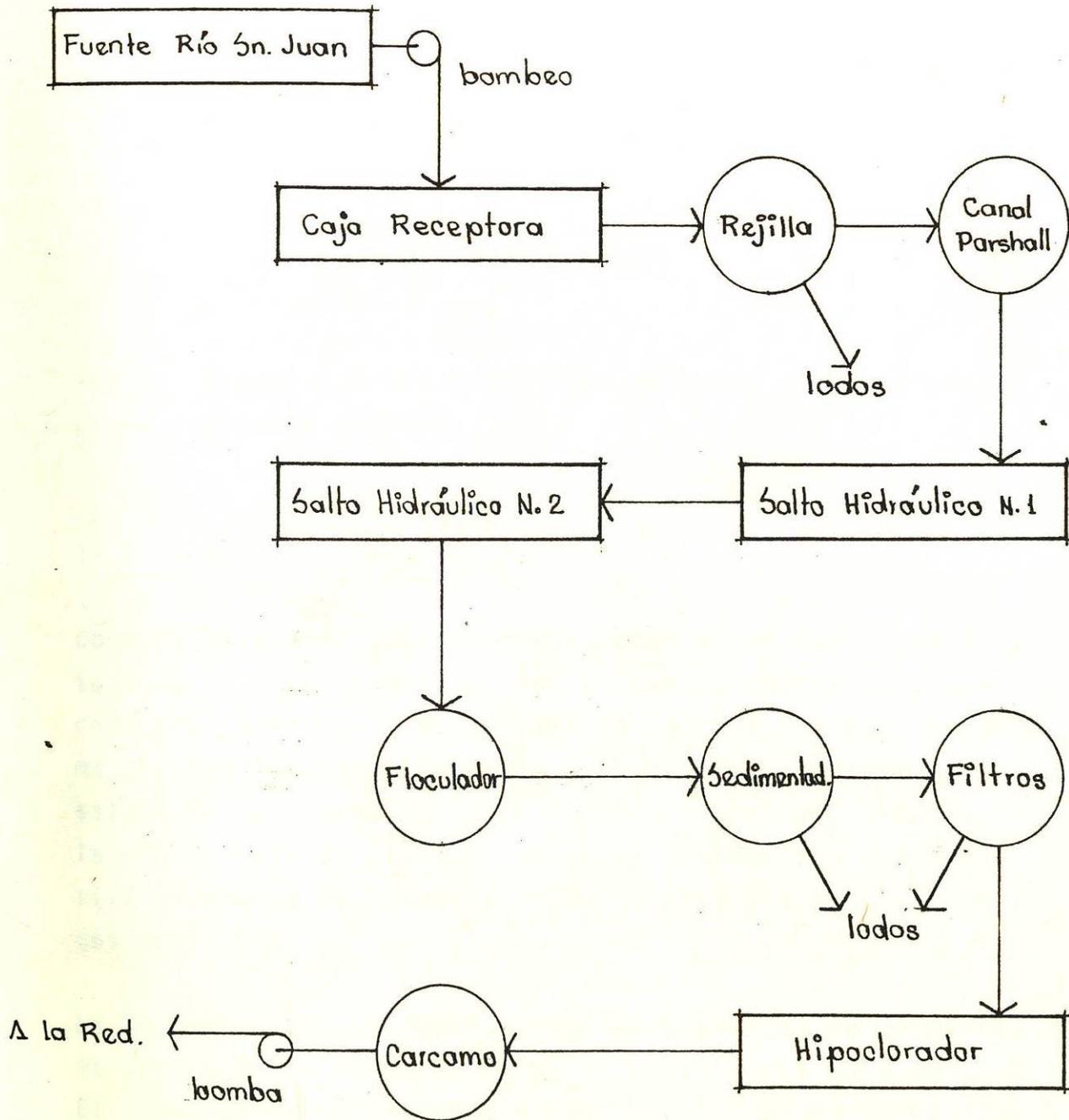
(Fig. 3.1)

DIAGRAMA DE FLUJO



(Fig. 3.1)

DIAGRAMA DE FLUJO



(Fig. 3.1)

CAPITULO IV

MEMORIA DE CALCULO

Por los aspectos hidráulicos, las unidades serán diseñadas en el siguiente orden:

IV.1 AFORO

Conocer el caudal que entra a la planta, es muy importante, tanto para poder dosificar los productos químicos en función del gasto, como para tener un control del balance de masa. Igualmente es importante conocer el caudal a la salida de la planta, y verificar las pérdidas, para el lavado de filtros, las purgas en el sedimentador, e inclusive otro tipo de pérdidas, como la infiltración, las fugas etc.

La unidad propuesta para aforar a la entrada de la planta es una canaleta Parshall de 9" de ancho de la garganta. El rango de funcionamiento en descarga libre es de: 2.55 a 251.9 L.P.S. Y la fórmula del caudal está dada por (7):

$$Q = 0.535 \text{ Ha.}^{1.53} \quad (4.1)$$

Donde: Q = Caudal en M³/s
 Ha. = Tirante a los 2/3 de A en m.
 0.535 (K) y 1.53 (n) son constantes
 para un ancho $W=9''$, en unidades métricas.

Las dimensiones estandarizadas para una canaleta Parshall-
 de 9" son (7), (ver fig. 4-1).

Como la planta debe de producir 65 L.P.S., será necesario-
 que el influente sea un poco mayor. Considerarándose un -
 3% de agua de lavado y un 2% en la purga del sedimentador-
 y otras pérdidas no especificadas del 1 ó 2%, el caudal a-
 tratarse será:

$$Q = 65 \times (1 + 0.03 + 0.02 + 0.02)$$

$$Q = 69.55 \text{ L.P.S.}$$

Por lo tanto; USAR: $Q = 70 \text{ L.P.S.}$

En consecuencia y para fines de diseño, se tomará el ran-
 go de 70 a 100 L.P.S.

Los tirantes máximo y mínimo, serán en consecuencia:

$$H_{\min} = (0.07/0.535)^{1/1.53} = 0.265 \text{ m.}$$

$$H_{\max} = (0.1/0.535)^{1/1.53} = 0.334 \text{ m.}$$

MEDIDAS CANALETA PARSHALL 9" (7):

W	22.9 cm. (9")
A	88.0 cm.
B	86.4 cm.
C	38.0 cm.
D	57.5 cm.
E	68.0 cm.
F	30.5 cm.
G	45.7 cm.
K	7.6 cm.
N	11.4 cm.

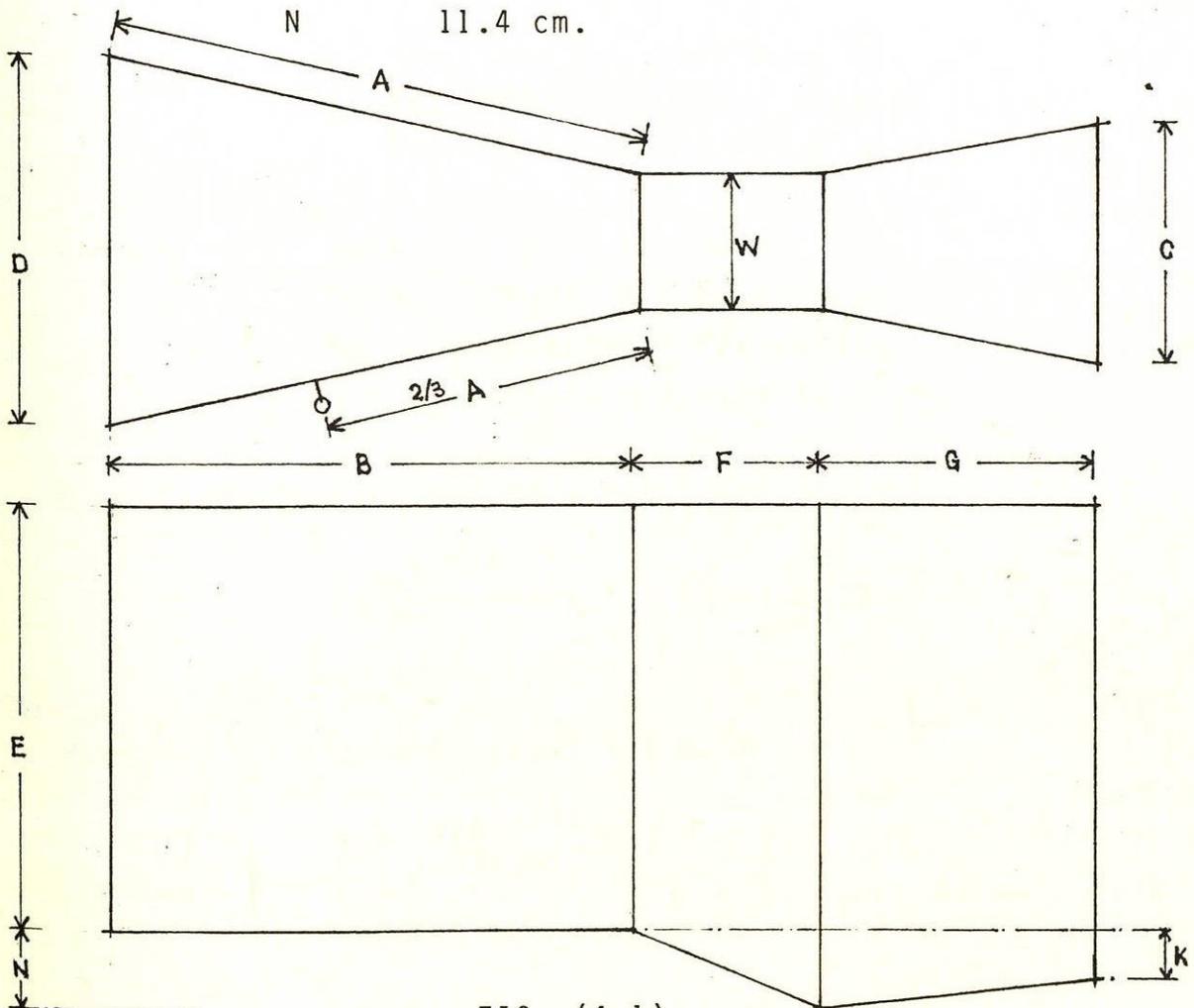


FIG. (4-1)

IV.1.1 ESCALON DE LA ENTRADA

Resulta importante disponer un escalón de bajada a la entrada de la canaleta Parshall, con el objeto de mantener una velocidad constante en la unidad colocada antes, en este caso la rejilla y también para tener valores de tirantes para la lectura en el limnógrafo en el rango de descarga libre. En estas condiciones, se calcula la altura del escalón; en función de la relación a los caudales máximo y mínimo, por medio de la ecuación de Babbit y Baumann (1958)

$$Q_a = \frac{1.1 (Q_{\max}/K)^{1/n-z}}{1.1 (Q_{\min}/K)^{1/n-z}} \quad (4.2)$$

Donde: Q_{\max} . = Caudal máximo en M³/s
 Q_{\min} . = Caudal mínimo en M³/s
 Q_a . = Q_{\max}/Q_{\min} . (relación)
 Z = Altura del escalón en M.

Despejando Z : Para $n=1.53$ y $K=0.535$

$$Z = \frac{Q_a^{0.346} - 1}{Q_a - 1} \times 1.1 (Q_{\max}/0.535)^{1/1.53} \quad (4-3)$$

Pero: $Q_a = 0.1/0.07 = 1.4286$

$$Z = \frac{1.4286^{0.346} - 1}{1.4286 - 1} \times 1.1 (0.1/0.535)^{1/1.53}$$

$Z=0.113$ M.

Luego: USAR: $Z = 12$ cm.

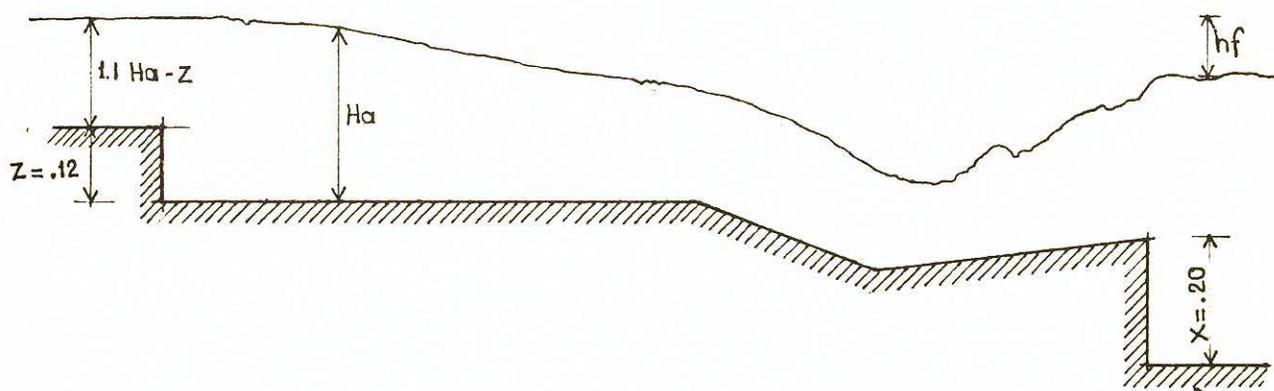
IV.1.2 ESCALON A LA SALIDA

De acuerdo a los aspectos hidráulicos en el funcionamiento de la canaleta Parshall, es importante que trabaje con de carga libre, es decir, no debe estar sumergida y el nivel del agua en el canal aguas abajo de la canaleta Parshall debe ser tal que H_b no pase de 0.7 H_a . Como H_a puede -- determinarse para cualquier caudal, el límite superior de H_b es conocido. Cuando empieza el flujo, el nivel del -- agua sobre el punto donde se mide H_b es igual que en el -- canal aguas abajo, Por tanto, H_b es el máximo nivel del agua en el canal aguas abajo para el caudal dado. Si H_a -- es conocido, se puede establecer el nivel de la solera en el canal; si no, puede determinarse fácilmente H_a si el -- caudal es controlado aguas abajo, por ejemplo con vertedores de baja temperatura variable. Por otro lado, es posible conocer la pérdida de carga en la canaleta Parshall, -- por medio de la gráfica 29-9 (7):

$$h_{f70} = 10.8 \text{ cm.}$$

$$h_{f100} = 13.6 \text{ cm.}$$

De acuerdo a lo anterior, y considerando el rango de los -- caudales de 70 a 100 L.P.S., se ha previsto un escalón -- (X ~ 20 cm. de altura) a la salida de la canaleta Parshall asociado a unos canales metálicos embebidos en la pared de hormigón armado del canal aguas abajo, a fin de ajustar el tirante H_a , y tener descarga libre en la canaleta Parshall A continuación se muestran ambos escalones y el perfil del flujo para $Q = 70$ L.P.S., (ver fig. 4-2).



(Fig. 4-2)

Como el valor del ancho D de la canaleta Parshall es de -- 57.5 cm. se ha previsto que el canal aguas arriba tenga un ancho de 0.6 m., por la facilidad de construcción, y también el ancho del canal aguas abajo será de 0.6 m. por el mismo motivo. Este detalle favorece al aspecto estructural de la canaleta.

Para las lecturas del tirante H_a , se ha previsto la instalación de un limnógrafo, en un pozo aquitador, colocado a $2/3$ de A , este deberá ser leído con una frecuencia a establecerse y llevarse un registro al igual que en el vertedor de control a la salida de los filtros. Igualmente se ha previsto otro pozo aquitador a la altura de H_b , para tener simplemente una medición de la sumergencia.

IV.2 REMOCION DE SOLIDOS BASTOS

Esta unidad, de acuerdo al diagrama de flujo de la Fig. 3-1, se encuentra antes de la canaleta Parshall, sin embargo, será calulada toda vez que se establezcan los tirantes de trabajo a la entrada de la canaleta Parshall, ya que en el pequeño tramo de canal entre ambas unidades, el tirante permanece constante.

Para 70 L.P.S.; se había obtenido un H_{min} . 0.265 m. y para 100 L.P.S.; H_{max} = 0.334 (Tirantes H_a , a $2/3$ de A).

El tirante a la entrada se calcula en base al tirante H_a , así:

$$H_e = 1.1 H_a.$$

Pero en esa misma sección se encuentra el escalón a la entrada de la canaleta Parshall de 12 cm. por lo que el tirante en el canal aguas arriba será.

$$h_{min} = 1.1 (0.265) - 0.12 = 0.1715 \text{ m.}$$

$$h_{max} = 1.1 (0.334) - 0.12 = 0.2474 \text{ m.}$$

Por lo tanto, las velocidades pueden calcularse por medio de la ecuación de la continuidad para un ancho $b = 0.6$ m.

$$V_{70} = 0.07 / (0.6 \times 0.1715) = 0.68 \text{ m/s}$$

$$V_{100} = 0.1 / (0.6 \times 0.2474) = 0.67 \text{ m/s}$$

Los sólidos bastos, susceptibles de removerse por simple cribado que puedan llegar a la planta quedarán retenidos en una rejilla de barras paralelas con una inclinación de 45° respecto a la horizontal (ver fig. 4-3). Esta operación, implica una pérdida de carga, misma que puede ser evaluada por la fórmula de Kirshmer (5):

$$h_L = \beta (w/b)^{4/3} h_v \text{ sen } x \quad (4.3)$$

Donde:

h_L = pérdida de carga en m.

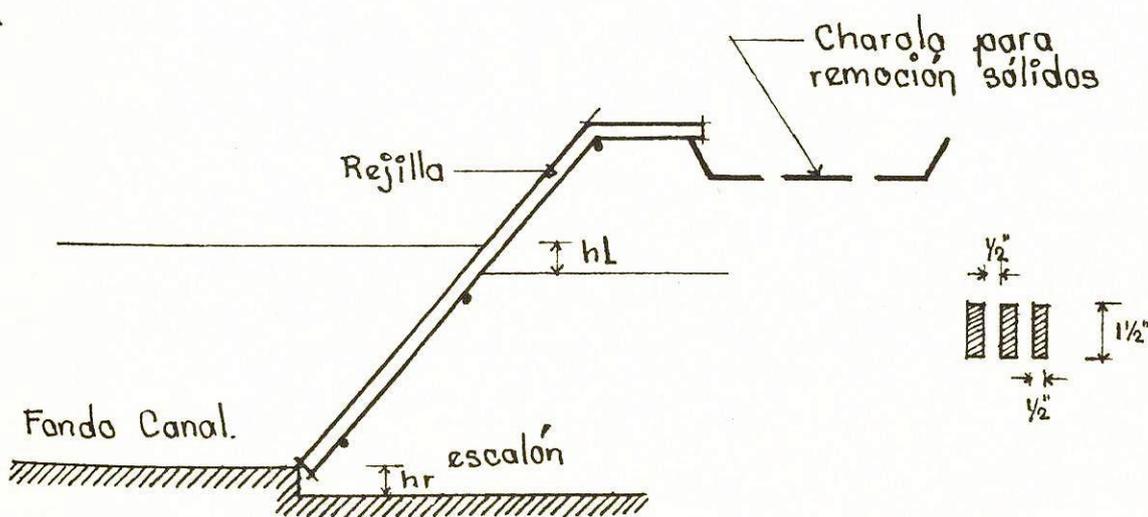
β = Coeficiente en función a la feometría de las barras, para barras rectangulares y arista viva, $\beta = 2.42$

b = mínimo espacio entre barras

W = ancho de cada barra

h_v = carga de velocidad en m.

x = ángulo de inclinación de la rejilla $= 45^\circ$



CORTE

(Fig. 4-3)

Calculando h_L con los datos anteriores

$$h_L = 2.42 \frac{1/2}{1/2}^{4/3} \times \frac{0.68^2}{19.6} \times \text{sen. } 45^\circ$$

$$h_L = 0.04 \text{ m.}$$

Sin embargo, la fórmula (4.3) da el valor de la pérdida de la carga para rejilla limpia, o sea que a medida que se -- vaya acumulando el material a removerse, ésta podrá ser ma-- yor. Se ha previsto, en consecuencia, una altura del esca-- lón h_r con un incremento del 50% respecto de h_L , o sea:

$$\text{USAR: } h_r = 6 \text{ cm.}$$

Para la remoción de lodos y operación de limpieza de la re-- jilla, se hará uso de un rastrillo especialmente constru-- ido y se usará charola móvil perforada al final de la reji-- lla, para extraer el lodo producido en esta unidad. Igual-- mente se ha previsto una plataforma a manera de rejilla de piso en ese punto del canal para permitir una buena opera-- ción y además con protección de barandales, como se indica en los planos.

IV.3 MEZCLA RAPIDA

En el presente trabajo en base a la calidad del agua cruda, se ha propuesto una instalación de tratamiento convencio-- nal, como se indica en la fig. 3-1, por lo tanto la mezcla rápida es un aspecto muy importante en este proceso.

De acuerdo a la filosofía de la tecnología apropiada de -- tratamiento del agua, la mezcla rápida será hidráulica por gravedad, en un salto hidráulico provocado a la salida de una compuerta. Esto en función de ser una estructura hidráulica muy eficiente para la disipación de energía, la cual es usada para la dispersión del coagulante en el agua.

Como en todo proceso de mezcla hay un consumo de energía para producir la turbulencia, en el caso del salto hidráulico, por ser una operación física, el trabajo efectuado para distorsionar las líneas de flujo es el producido por la diferencia de las energías específicas inicial y secuntemente del salto h_1 y h_2 respectivamente denominando pérdida de carga h_p .

IV.3.1 SALTO HIDRAULICO EN COMPUERTAS

Cuando ocurre un salto, los tirantes h_1 y h_2 , están relacionados por:

$$h_2/h_1 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad (4-4)$$

Donde: $F_1 = v_1 / \sqrt{gh_1}$ (número de froude) (4-5)

El tipo de salto deseable para una mezcla rápida es el salto estable con números de Froude entre 4.5 y 9; y un tiempo de mezcla menor de un segundo. Condiciones que, cuando son satisfechas, hacen del salto hidráulico un mezclador muy eficiente (20).

El tirante crítico está dado por:

$$h_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad (4-6)$$

Donde: h_c = Tirante critico en m.

Q = Caudal unitario (Q/b) en M³/s/m

g = Gravedad

La pérdida de carga tiene la expresión:

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_2 h_1} \quad (4-7)$$

La longitud del salto, cuando es estable, puede calcularse por la fórmula de Smetana (20):

$$L = 6 (h_2 - h_1) \quad (4-8)$$

El tiempo de mezcla está dado por:

$$t = L/\bar{v} \quad (4-9)$$

Donde: $\bar{v} = 1/2 (V_1 + V_2)$ Velocidad media del salto.

Para mezcladores hidráulicos, el gradiente de velocidad, -- está dado por (4):

$$G = \sqrt{\gamma \cdot h_p / \mu \cdot t} \quad (4-10)$$

Donde: G = Gradiente de velocidad en 1/seg

γ = Peso unitario del agua en Kg/M³.

h_p = Pérdida de carga en el salto en M.

μ = Viscosidad absoluta en Kg.seg/M².

De acuerdo a la referencia (20), se incluye la gráfica (4-4) misma que se usa para el cálculo de los saltos hidráulicos en compuertas verticales con borde afilado, en las cuales el caudal está dado por:

$$Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gH} \quad (4-11)$$

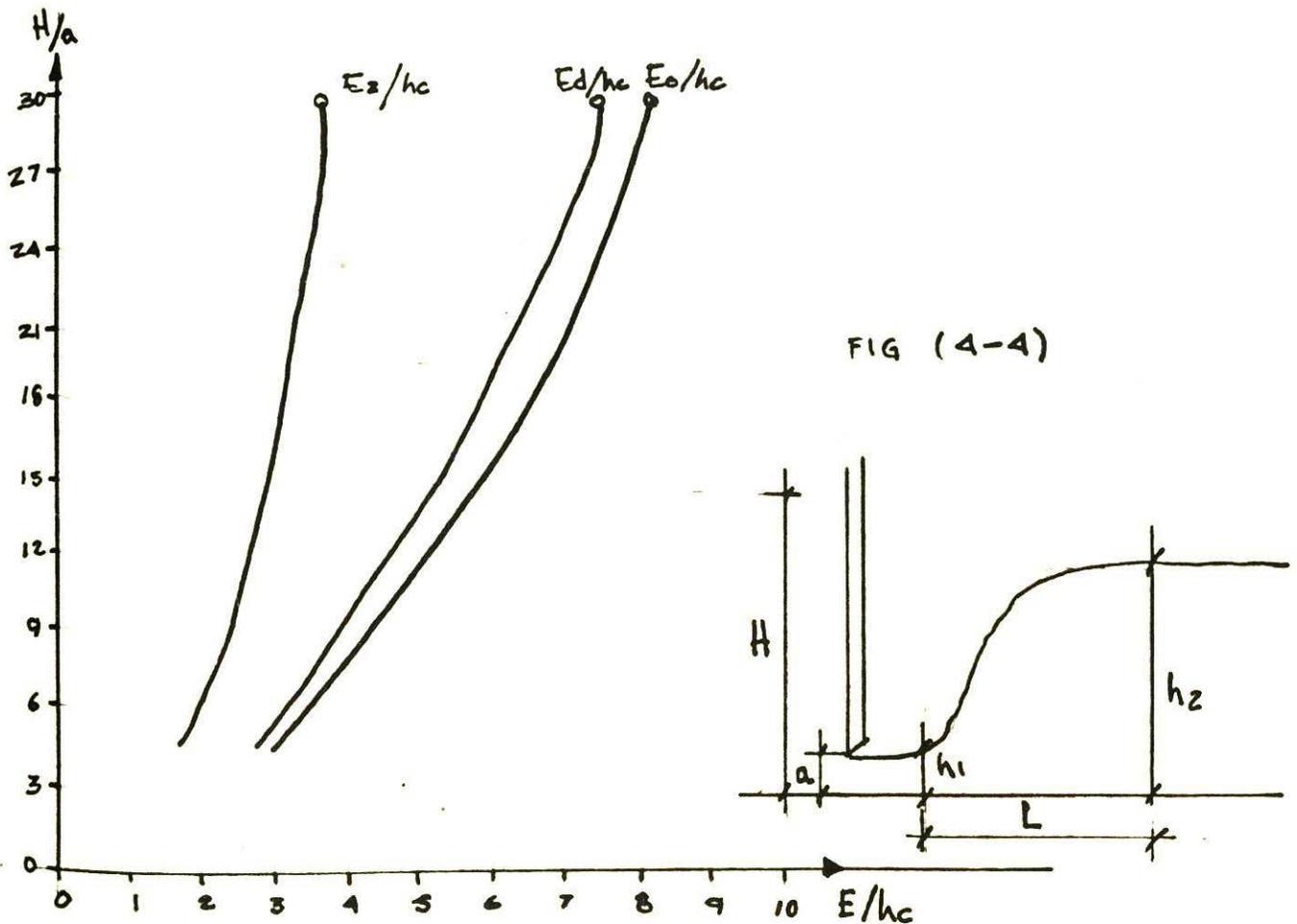
Donde: Q = Caudal en M³/s

C_d = Coeficiente de descarga = 0.6

a = Abertura de la Compuerta en m.

b = Ancho del canal en m.

g = Gravedad



De acuerdo a las recomendaciones, en compuertas el número de Froude puede ser mayor a 7, y además como la unidad a diseñarse, deberá ser versátil al incremento del caudal, esto implica que cuando el caudal llegue a 100 L.P.S., el número de Froude será un poco menor. Ese es el criterio de tomar una relación H/a para 70 L.P.S. mayor a 20.

Proponiendo un ancho de canal de 0.50 M. y una abertura de la compuerta $a=5$ cm., para un caudal de 70 L.P.S., de acuerdo a la ecuación (4-10), se tiene:

$$0.07 = 0.6 \times 0.05 \times 0.5 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times H}$$

o bien: $H = 1.11$ m.

Por lo tanto: $H/a = 1.11/0.05 = 22.2$ o.k.

Con este valor de H/a se entra a la curva de la fig. (4-4) y se obtiene:

$$E_2/hc = 2.75$$

$$E_1/hc = 7.85$$

$$E_0/hc = 8.80$$

Pero:
$$h_c = \sqrt[3]{(0.07/.5)^2/9.8} \text{ cm.}$$

$$h_c = 12.6 \text{ cm.}$$

Luego:
$$h_p = (7.85 - 2.75) 12.6 \text{ cm.}$$

$$h_p = 64.26 \text{ cm.}$$

Por otro lado la energía específica en el punto uno está dada por:

$$E_1 = h_1 + \frac{q^2}{2g h_1^2} \quad (4-12)$$

$$\text{o bien } 7.85 \times 0.126 = h_1 + \frac{0.14^2}{19.6 \cdot h_1^2}$$

$$\text{Por tanteos: } h_1 = 3.24 \text{ cms.}$$

$$\text{La velocidad: } V_1 = 0.14/0.324 = 4.32 \text{ m/s}$$

El número de Froude:

$$F_1 = 4.32 / \sqrt{0.0324 \times 9.8} = 7.66$$

Por la ecuación (4-4) se halla el valor de h_2 .

$$h_2 = (3.24/2) \left(\sqrt{1 + 8 \times 7.66^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 33.51 \text{ cm.}; V_2 = 0.42 \text{ m/s}$$

Por la ecuación (4-8), la longitud de salto

$$L = 6 (0.3351 - 0.0324)$$

$$L = 1.82 \text{ m.}$$

La velocidad media del salto

$$\bar{v} = 1/2 (4.32 + 0.42) = 2.37 \text{ m/s}$$

El tiempo del salto, por la ec. (4-9)

$$t = 1.82/2.37 = 0.77 \text{ seg.}$$

El gradiente de velocidad, para la temperatura de diseño de 25°C. ($\mu = 0.0000922 \text{ Kg.seg/M}^2$.) se obtiene por la ecuación (4-10):

$$G = \sqrt{(1000 \times 0.6426)/(0.0000922 \times 0.77)}$$

$$G = 3000/\text{seg.}$$

IV.3.2 CALCULO POR Q_{\max}

Para el caudal de 100 L.P.S., se pretende incrementar la --
abertura "a" en 2 cm., o sea:

$$\text{USAR: } a = 7 \text{ cm.}$$

El valor de "b" permanece en 0.50 m., por lo tanto, la carga en el vertedor será: (ec. 4-11)

$$0.1 = 0.6 \times 0.07 \times 0.50 \times \sqrt{19.6 \times H}$$

$$\text{o bien: } H = 1.16 \text{ m.}$$

Esto implica una relación $H/a = 1.16/0.07 = 16.6$, con este valor se entra en la gráfica (4-4) y se obtiene:

$$E_2/hc = 2.65$$

$$E_1/hc = 6.45$$

$$E_0/hc = 7.25$$

Pero:
$$h_c = \sqrt[3]{0.2^2/9.8} \Rightarrow \text{cm.}$$

$$h_c = 16 \text{ cm.}$$

La pérdida de carga:

$$h_p = (6.45 - 2.65) \times 16$$

$$h_p = 60.80 \text{ cm.}$$

Por la ecuación (4-12), el tirante h_1 :

$$6.45 \times 0.16 = h_1 + \frac{0.2^2}{19.6 \times h_1^2}$$

Por tanteos: $h_1 = 4.55 \text{ cm.}$

La velocidad:
$$V_1 = \frac{0.2}{0.0455} = 4.40 \text{ M/s}$$

El número de Froude:

$$F_1 = 4.40 / \sqrt{0.0455 \times 9.8} = 6.59$$

El valor de h_2 , por la ec. (4-4):

$$h_2 = (4.55/2) \left(\sqrt{1 + 8 \times 6.59^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 40.19 \text{ cm.}; V_2 = 0.50 \text{ m/s}$$

La longitud, por la ec. (4-8):

$$L = 6 (4.4019 - 0.0455)$$

$$L = 2.14 \text{ m.}$$

La velocidad media del salto:

$$\bar{v} = 1/2 (4.40 + 0.50) = 2.45 \text{ m/s}$$

El tiempo del salto, por la ec. (4-9)

$$t = 2.14/2.45 = 0.87 \text{ seg.}$$

El gradiente de velocidad, por la ec. (4-10)

$$G = \sqrt{(1000 \times 0.608)/(0.0000922 \times 0.87)}$$

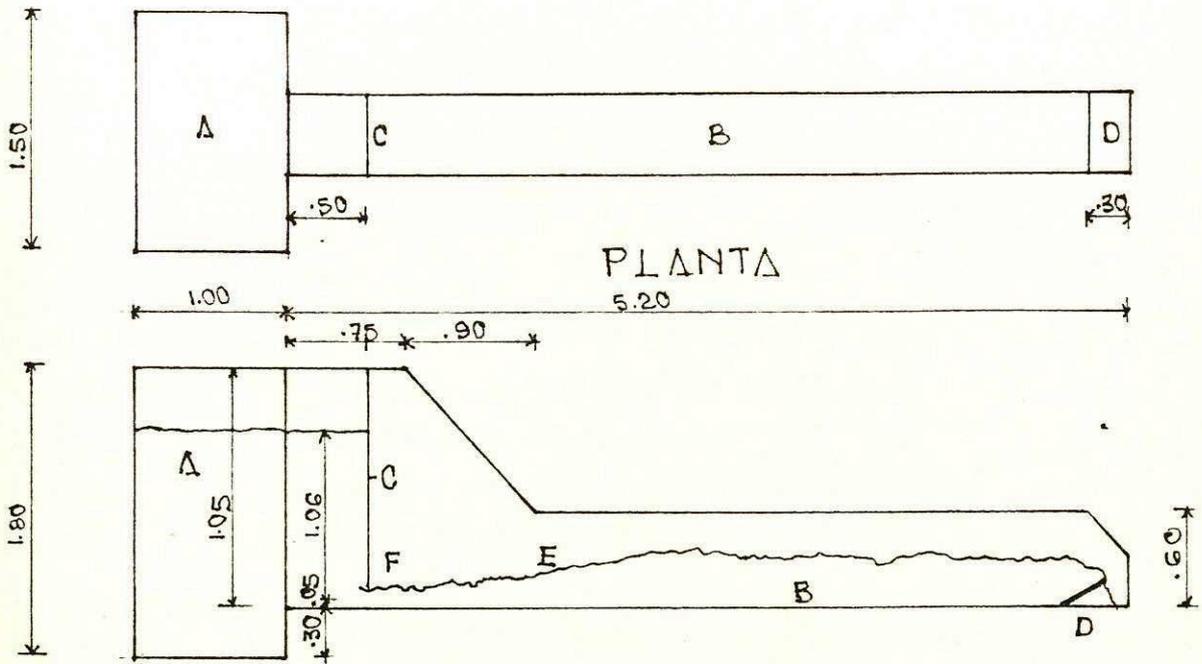
$$G = 2750/\text{seg.}$$

De acuerdo a los resultados anteriores, se observa que los tiempos de mezcla son inferiores a segundo y los gradientes de velocidad están por encima de 1000 seg. Condiciones -- sugeridas por Hudson (20), por lo que se ha previsto una -- altura total del canal incluyendo el bordo libre de:

$$H_t = 1.50 \text{ m.}$$

La fig. (4-5) muestra la geometría del mezclador rápido, -- que incluye un tanque aquietador a la entrada y una com--- puerta inclinada al final del canal, para controlar el - --

tirante h_2 (20)



CORTE

- A = Tanque quietador
- B = Canal rectangular de $b = 50$ cm.
- C = Compuerta vertical $a = 5$ cm.
- D = Charnela de control para h_2
- E = Salto hidráulico
- F = Adición de coagulante y/o alcalinidad

(FIG. 4-5)

El presente trabajo propone dos puntos de adición de sustancias químicas (Alcalinidad y Coagulante), ya que por recomendaciones de algunos expertos, es de este modo como se consigue una mayor eficiencia de coagulación, mejor exposición de las partículas coloidales que deben ser desestabilizados y hasta un ahorro de reactivos.

VI.4 FLOCULACION

Una vez dispersado el coagulante, hay que producir una lenta agitación en el agua para permitir el crecimiento del floc. Este crecimiento es inducido por el contacto entre partículas de diámetro mayor a 1μ , creado por el gradiente de velocidad de la masa líquida, por cuanto las partículas menores a 1μ están influenciadas más por el movimiento browniano (floculación pericinéctica) que por el gradiente de velocidad (floculación ortocinéctica).

Por este fin, se ha previsto el uso de un floculador hidráulico de mamparas de flujo horizontal. Esto con el fin de que todas las unidades de la planta tengan un funcionamiento por gravedad.

Este tipo de floculadores derivan su energía para la agitación de la masa líquida de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un canal, y consiste en un tanque provisto de mamparas en las cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

Es importante hacer notar que el diseño que se propone en -

en el presente trabajo, podrá funcionar con los caudales -- máximo y mínimo, sin necesidad de modificar la geometría de la unidad. Esto radica en el control de la altura de las - canaletas de salida del sedimentador, para que puedan ope-- rar ambos caudales manteniendo la velocidad y el gradiente-- de velocidad en el floculador.

IV.4.1 PARAMETROS DE DISEÑO

Se ha previsto dos tramos de floculación, con el objeto de tener dos diferentes gradientes de velocidad a la salida de cada tramo. Como el tiempo de retención, se ha considerado, en 30 minutos, cada tramo será de 15 minutos. A continua-- ción se anotan los parámetros de diseño:

1er. Tramo	2o. TRAMO
$t = 15 \text{ min.}$	$t = 15 \text{ min,}$
$T = 25^{\circ}\text{C}$	$T = 25^{\circ}\text{C.}$
$G = 60/\text{seg.}$	$G = 20/\text{seg.}$
$\mu = 0.0000922 \text{ Kg. seg/M}^2.$	$\mu = 0.0000922 \text{ Kg. seg/M}^2.$
$n = 0.015$	$n = 0.015$
$Q_1 = 70 \text{ L.P.S.}$	$Q_1 = 70 \text{ L.P.S.}$
$Q_2 = 100 \text{ L.P.S.}$	$Q_2 = 100 \text{ L.P.S.}$
$\gamma = 1000 \text{ Kg/M}^3.$	$\gamma = 1000 \text{ Kg/M}^3.$

IV.4.2 DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

En el primer tramo, se mantendrá el ancho del canal del último salto hidráulico, y se propone un tirante del 20% - --

mayor del ancho, o sea:

Usar: $b_1 = 0.50 \text{ m.}$ y $h_1 = 0.60 \text{ m.}$

Por lo tanto, el área:

$$A = 0.5 \times 0.6 = 0.3 \text{ M}^2.$$

Por lo que la velocidad será:

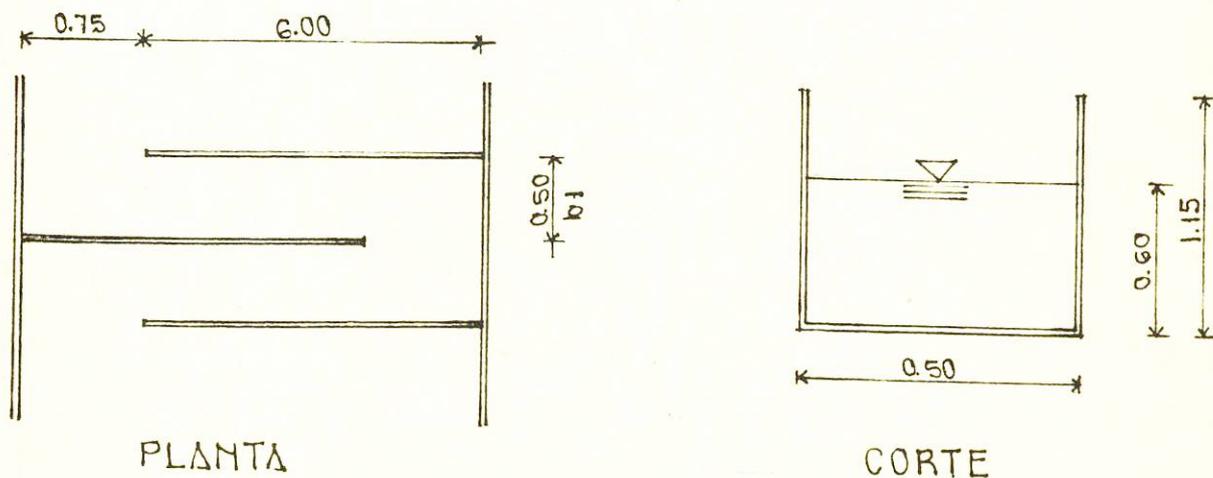
$$V_1 = 0.07/0.3 = 0.233 \text{ m/s}$$

La longitud del canal, está dada por:

$$L_1 = V_1 \cdot t_1 = 0.233 \times 15 \times 60$$

$$L_1 = 209.70 \text{ m.}$$

Se propone usar mamparas de block de 4" de espesor, zarpeado y afinado; y el espesor del muro terminado queda en 15 cm. (21). El largo de las mamparas se sugiere sean de --- 6 m., por lo que el ancho del tanque será:



(Fig. 4 - 6)

$$B_1 = 6 + 1.5 (0.50) = 6.75 \text{ m. (Interior)}$$

La separación entre el extremo de la mampara y el muro del-tanque, se considera 1.5 veces el ancho del tramo recto, -- (ver fig. 4-6).

El número de mamparas a considerarse, se obtiene por:

$$N_1 = L_1 / B_1 = 209.7 / 6.75$$

USAR: $N_1 = 31$ mamparas

En el segundo tramo, se propone usar un área hidráulica dos veces mayor que del primer tramo. Sin embargo, como el tirante queda fijado por el primer tramo, el ancho se calcula por:

$$A_2 = 2 A_1 = 2 \times 0.3 = 0.6 \text{ M}^2.$$

$$b_2 = A_2 / h_1 = 0.6 / 0.6 = 1 \text{ m.}$$

o sea: USAR $b_2 = 1 \text{ m.}$ y $h_2 = 0.60 \text{ m.}$

La velocidad, por lo tanto será:

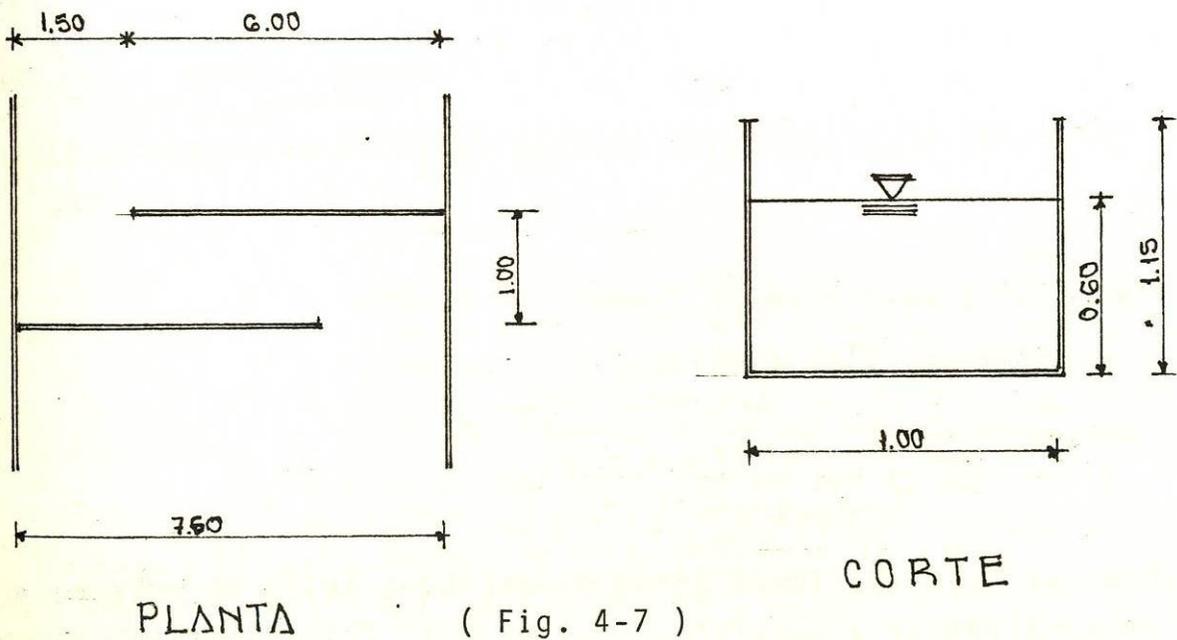
$$V_2 = 0.07 / 0.6 = 0.117 \text{ m/s}$$

La longitud del canal está dada por:

$$L_2 = V_2 \times t_2 = 0.117 \times 15 \times 60$$

$$L_2 = 105.3 \text{ m.}$$

Para las mamparas, éstas se mantendrán. . . con un largo -- de 6 m., por lo que lo que se incrementará será únicamente la separación del muro del tanque al extremo de la mampara, así:(ver fig. 4-7).



$$B_2 = 6 + 1.5 (1.0) = 7.5 \text{ m. (interior)}$$

El número de mamparas a considerarse está dado por:

$$N_2 = L_2 / B_2 = 105.3 / 7.5$$

o sea: USAR: $N_2 = 13$ mamparas.

IV.4.3 CINÉTICA DE LA FLOCULACION

El gradiente de velocidad, para floculadores hidráulicos -- tiene la misma expresión que la usada para la mezcla rápida (4):

$$G = \sqrt{\gamma \cdot h_f / \mu \cdot t} \quad (4-10)$$

La evaluación de la pérdida de carga h_f , está compuesta -- por:

h' = Pérdida por cambio de dirección y turbulencia

h'' = Pérdida por ensanchamiento y contracción de la sección.

h_2 = Pérdida por fricción en los tramos rectos

La suma de estas pérdidas de carga constituyen en la pérdida de carga total h_f . En los floculadores hidráulicos de flujo horizontal, se asume:

$$h_1 = h' + h''$$

y h_1 es proporcional a la carga de velocidad $v^2/2g$, así:

$$h_1 = K N (v^2/2g) \quad (4-13)$$

Donde: h_1 = Pérdida de carga $h' + h''$, en m.

k = Constante empírica = 3.5

N = Número de mamparas

v = Velocidad media en la sección transversal (Q/A) , en m/s.

La pérdida de carga h_2 , se puede calcular con la fórmula de Manning, así:

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

La pendiente S , se puede expresar: $S = h_2 / L$; despejando h_2 :

$$h_2 = \frac{(v \times n)^2}{R^{3/4}} \times L \quad (4-14)$$

Donde: h_2 = Pérdida de carga en m.
 v = Velocidad del tramo en m/s
 n = Coeficiente de rugosidad
 R = Radio hidráulico (A/P) en m.
 L = Longitud total del tramo

El coeficiente de Manning "n" puede tomarse 0.015, para superficies de cemento (7).

En el primer tramo, se encontraron los valores:

$$v_1 = 0.233 \text{ m/s}$$

$$N_1 = 31$$

$$h_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.50 \text{ m}$$

$$L_1 = 31 \times 6.75 = 209.25 \text{ m.}$$

$$t_1 = (209.25/0.233)/60 = 14.97 \text{ min.}$$

Por lo tanto, la pérdida h_{11} , por la fórmula (4-13):

$$h_{11} = 3.5 \times 31 \times (0.233^2/19.6)$$

$$h_{11} = 0.30 \text{ m.}$$

Y la pérdida por fricción h_{21} , por la fórmula (4-14):

$$R_1 = (0.5 \times 0.6)/(0.5 + 2 \times 0.6)$$

$$R_1 = 0.1765 \text{ m.}$$

$$h_{21} = \frac{(0.233 \times 0.015)^2}{0.1765^{4/3}} \times 209.25$$

$$h_{21} = 0.026 \text{ m.}$$

Entonces la pérdida total hf_1 , será:

$$hf_1 = 0.30 + 0.026 = 0.326 \text{ m.}$$

Y el gradiente de velocidad (ec. 4-10):

$$G_1 = \sqrt{(1000 \times 0.326)/(0.0000922 \times 14.97 \times 60)}$$

$$G_1 = 63/\text{seg.} \quad \text{o.k.}$$

Para el segundo tramo, se encontraron los siguientes resultados:

$$v_2 = 0.117 \text{ m/s}$$

$$N_2 = 13$$

$$h_2 = 0.60 \text{ m.}$$

$$b_2 = 1.0 \text{ m.}$$

$$L_2 = 13 \times 7.5 = 97.5 \text{ m.}$$

$$t_2 = (97.5/0.117)/60 = 13.89 \text{ min.}$$

La pérdida de carga h_{12} (formula 4-13), será:

$$h_{12} = 3.5 \times 13 \times (0.117^2/19.6)$$

$$h_{12} = 0.032 \text{ m.}$$

La pérdida de carga por fricción h_{22} (ec. 4-14)

$$R = (0.6 \times 1.0)/(0.6 + 2 \times 1.0)$$

$$R = 0.2308 \text{ m.}$$

$$h_{22} = \frac{(0.117 \times 0.015)^2}{0.2308^{3/4}} \times 97.5$$

$$h_{22} = 0.002 \text{ m.}$$

Por lo que la pérdida total hf_2 , será:

$$hf_2 = 0.032 + 0.002 = 0.034 \text{ m.}$$

Por la ecuación (4-10), el gradiente de velocidad:

$$G = \sqrt{(1000 \times 0.034) / (0.0000922 \times 13.89 \times 60)}$$

$$G = 21/\text{seg.}$$

IV.4.4 CALCULO PARA Q_{\max}

De acuerdo a lo analizado hasta esta altura, se considera - que el parámetro más importante en la floculación, es el -- gradiente de velocidad. Este parámetro está en función de -- la pérdida de carga y el tiempo de retención, los cuales -- son susceptibles de variación, ya que el peso unitario del - agua y la viscosidad, permanecerán constantes para la tempe- ratura de diseño.

El tiempo de retención es inversamente proporcional a la ve- locidad, asumiendo que la longitud permanece constante por la geometría del floculador:

$$t = L/v$$

Por otro lado, la pérdida de carga está en función del cua- dro de la velocidad:

$$hf = f(v^2)$$

Por lo tanto, según anterior, el gradiente de velocidad po- dría ponerse en función de la velocidad:

$$G = \frac{f(v^2)}{f'(\frac{1}{v})} = f''(v^{3/2})$$

Se observa entonces, que si la velocidad permanece, independientemente del caudal, el gradiente de velocidad permanecerá igualmente constante, en cada tramo del floculador.

Por lo tanto, lo que debe variar es únicamente el tirante - del agua, de la forma siguiente:

$$h = \frac{Q}{v \times b}$$

Para el primer tramo, con $Q = 100$ L.P.S., $V_1 = 0.233$ m/s. y $b_1 = 0.50$ m.

$$h_1 = 0.1 / (0.233 \times 0.5) = 0.86 \text{ m.}$$

Para el segundo tramo, con $Q = 100$ L.P.S., $v_2 = 0.117$ m/s y $b_2 = 1.0$ m.

$$h_2 = 0.1 / (0.117 \times 1.0) = 0.85 \text{ m.}$$

Se aconseja tomar el menor valor ya que corresponde al segundo tramo, en función de la transición al sedimentador.

$$\text{USAR: } h_{100} = 0.85 \text{ m.}$$

El incremento en el tirante se consigue aumentando la altura en las canaletas de recolección del agua sedimentada en la unidad de sedimentación, ya que por aspectos cinéticos, - el floculador y el sedimentador tiene el mismo tirante del agua en el paso de una unidad a la otra.

Por lo tanto, para $Q = 100$ L.P.S., el incremento en las canaletas será:

$$\Delta h = (0.85 - 0.6)$$

o sea: USAR: $\Delta h = 0.25$ m.

IV.5 SEDIMENTACION:

Una vez floculada el agua, el problema radica en separar -- los solidos del líquido, o sea los floccs, del medio en el -- cual están suspendidos. Esto se consigue dejando sedimen-- tar el agua o filtrándola, o ejecutando ambos procesos con-- secutivamente, que es lo que se ha previsto en el presente-- trabajo.

Se ha preferido el uso de un tanque sedimentador de alta -- rata, en serie con el floclador y la batería de filtros. -- A continuación, se analiza el modelo de Yao, en base al cual se calcula la unidad de sedimentación.

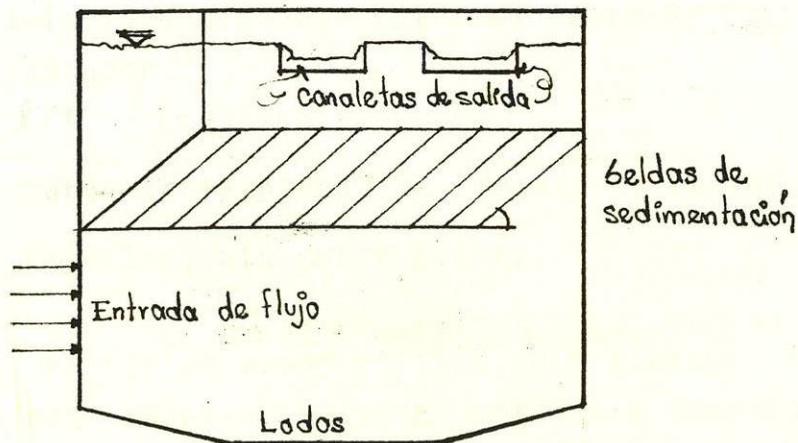
IV.5.1 FORMULAS BASICAS

El cambio más significativo se produjo al aplicarse en for-- ma práctica la vieja teoría de Hazen y Camp.(4): "Como la -- acción del tanque sedimentador depende de su área y no de -- su profundidad, una subdivisión horizontal, produciría una-- superficie doble para recibir sedimentos, en lugar de una -- sencilla, y duplicará la cantidad de trabajo. Tres de aque-- llas subdivisiones la triplicarían y así sucesivamente. -- Si el tanque pudierá ser cortado por una serie de bandejas-- horizontales, en un gran número de celdas de poca profundi-- dad, el incremento de la eficiencia será muy grande". Y --

luego continuaba: " El problema práctico más difícil de -- resolver es el método de limpieza. Toda unidad debe poderse limpiar forma fácil y barata ".

En 1955, Fischerstrom publicó un estudio en que mencionaba que las fallas de los sedimentadores de celdas se debían -- principalmente al estudio deficiente de las características hidráulicas del flujo, y sugería que se conservara el número de Reynolds en los sedimentadores de este tipo por debajo de 500 (límite del flujo laminar a 0°C.) (4).

No obstante el éxito obtenido en algunos casos en la aplicación de estas teorías, el mayor problema enfrentado en el diseño del sedimentador de bandejas, era la dificultad en la remoción de los lodos recolectados en ellas, tal como lo previó Hazen. Recientemente Yao (19) publicó las bases -- teóricas del cálculo de sedimentadores de alta rata.



CORTE.

(Fig. 4-8)

Los sedimentadores de alta rata consisten esencialmente en una serie de láminas planas paralelas colocadas en un tanque apropiado con un ángulo θ de inclinación de modo que el agua ascienda por las celdas con flujo laminar (ver fig. 4-8), Esto permite cargas superficiales entre 120 y 300 M³/M²/día, cuando los sedimentadores ordinarios trabajen con 20 - 60 M³/M²/día. Los períodos de sedimentación son usualmente menores a 10 minutos.

Yao (19) considera que el modelo de Camp. necesita una generalización para poder aplicar el concepto de carga superficial a los sedimentadores de alta rata y, concluye que el parámetro que caracteriza su comportamiento está dado por el valor "S" definido así:

$$S = \frac{V_s}{V_o} (\text{Sen } \theta + L \text{ cos } \theta) \quad (4-15)$$

Donde: S = Constante según el tipo de sedimentador

V_s = Velocidad de caída de la partícula suspendida

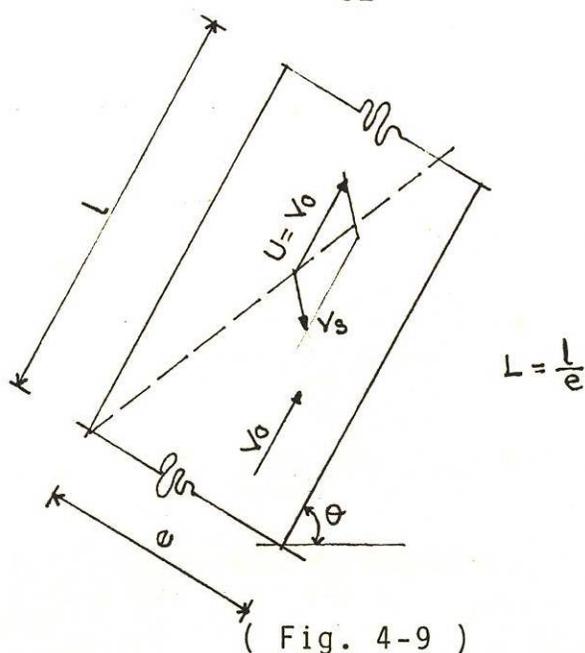
V_o = Velocidad promedio del flujo através del sedimentador.

L = λ/e = Longitud relativa

λ = Largo de la placa; θ = ángulo de inclinación

e = Espaciamiento entre placas

Para cada flujo existe un valor crítico de S llamado S_c. De acuerdo con este modelo, cualquier partícula suspendida con un valor de S mayor o igual que S_c, será removida.



El valor Sc para láminas paralelas es 1. La velocidad crítica puede hallarse despejando V_{sc} ; que es la carga superficial en las placas:

$$V_{sc} = (Sc \cdot V_0) / (\text{Sen } \theta + L \cos \theta) \quad (4-16)$$

IV.5.2 PARAMETROS DE DISEÑO

Se ha previsto en el presente trabajo, una sola unidad para poder trabajar con los caudales de 70 y 100 L.P.S., sin necesidad de modificar mayormente la unidad. Igualmente se proponen placas planas de fibra de vidrio, como componentes de módulos prefabricados (ver planos). Los parámetros son:

$$l = 1.0 \text{ m}$$

$$e = 0.05 \text{ m.}$$

$$L = 20$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$Sc = 1$$

$$V_{sc} = 25 \text{ M3/M2/día}$$

$$T = 25^{\circ}\text{C.}$$

$$\text{Re} \leq 250 \text{ (Laminar)}$$

De la fórmula (4-16), para $Q=70$ L.P.S. = 6048 M³/día y ---
 $V_s = 15$ M³/M²/día (tanteo $< V_{sc}$)

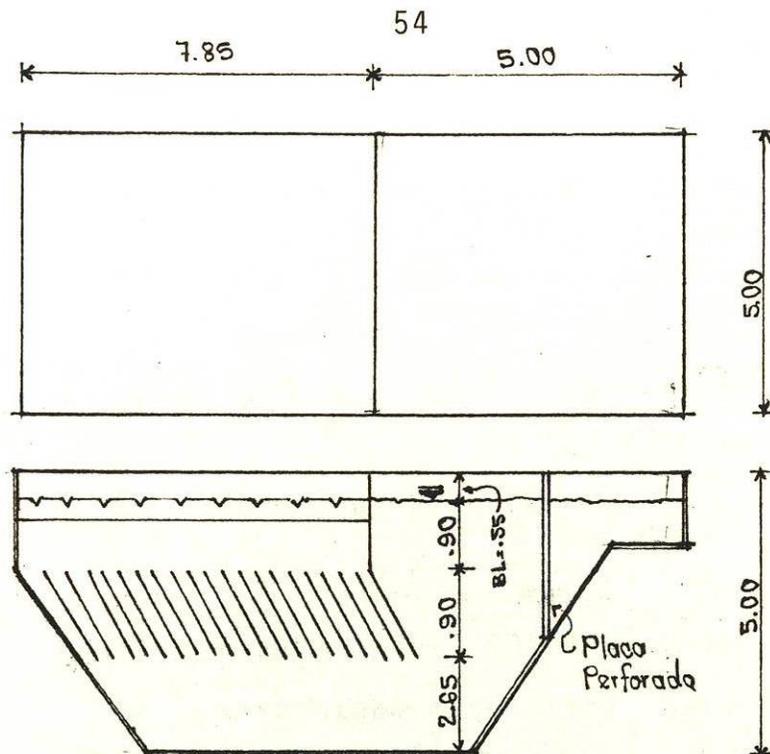
$$15 = (1 \times V_o) / (\text{sen } 60^{\circ} + 20 \text{ cos } 60^{\circ})$$

o bien: $V_o = 163$ M³/M²/día

Se calcula el área de sedimentación.

$$A = 6048/163 = 37.10 < 39.25 \text{ o.k.}$$

Por otro lado, por recomendaciones de algunos autores, estas placas inclinadas de fibra de vidrio, deben tener una altura sobre el fondo de tanque entre 2 y 3 m., y estar --- colocados bajo la superficie de agua entre 0.9 y 1.20 m. -- Por razones geométricas, la altura sobre el fondo del tanque, deberá permanecer constante en los dos caudales de trabajo de 70 y 100 L.P.S.. Sin embargo, por las consideraciones de la Secc. IV.4.4, se ha previsto un incremento en el nivel de las canaletas de rebose de 0.25 m. Por lo tanto, se han tomado los siguientes valores, con el criterio antes mencionado para proponer la geometría del sedimentador:



CORTE

(Fig. 4 - 10)

El área requerida para sedimentación, esá dada por:

$$A = b \cdot L$$

Pero: $A = 37.10 \text{ M}^2.$; si $b = 5 \text{ m}.$

$$L = 37.1/5 = 7.42 \text{ m}.$$

o sea: USAR: $b = 5 \text{ m}$ y $L = 7.85 \text{ m}.$

El área actual: $A = 5 \times 7.87 = 39.25 \text{ M}^2.$

La carga superficial está dada por:

$$q = 6048/39.25 \quad (Q/A)$$

$$q = 154 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día} \quad \text{o.k.}$$

El número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_o \times e}{\nu} \quad (4-16)$$

Donde:

Re = Numero de Reynolds

V_o = Velocidad entre las placas

e = Espaciamiento entre placas

ν = Viscosidad cinemática, para 25°C. = $9.055 \times 10^{-7} \text{ M}^2/\text{s.}$

$$Re = (163 \times 0.05) / (86400 \times 9.055 \times 10^{-7})$$

$$Re = 104 \text{ (laminar)} \quad \text{o.k.}$$

El tiempo de retención entre las placas:

$$t = l / V_o = (1.0 / 163) \times 1440 \Rightarrow \text{min.}$$

$$t = 8.83 \text{ min.}$$

IV.5.3 ZONA DE ENTRADA

Se ha previsto disponer un tabique difusor de orificios circulares en todo el ancho del tanque, igualmente, se ha propuesto un incremento de altura de tabique, a fin de repar--tir mejor los orificios ver planos.

Según Az-evedo Netto (4), los tabiques difusores deben cum-

plir con los siguientes requisitos:

- Debe haber un gran número de orificios pequeños.
- La forma ideal es la circular y después la cuadrada
- Si no hay remoción mecánica de lodos, los orificios más bajos deberán estar a $h/5$ por encima del fondo.
- Los orificios más altos deberán estar a $h/5$ de la superficie del agua.
- El tabique difusor deberá estar a 0.80 m. de la pared frontal del sedimentador, para darle mantenimiento.

Hudson (13) sugiere conservar el mismo gradiente de velocidad en la parte final de floculador, tanto en los canales de entrada al sedimentador, como en los orificios del tabique difusor.

De acuerdo a la gráfica (5-3) de la referencia (4), ésta -- permite calcular los gradientes de velocidad en l/seg., para orificios entre 4 cm. y 30 cm. de diámetro, sin embargo como la gráfica está calculada para una Temp. = 4°C, se --- debe corregir por el siguiente factor.

$$G = f (\mu)^{-1/2}$$

$$\mu(4^{\circ}\text{C}) = 0.0001598 \text{ Kg} \times \text{seg}/\text{M}^2.$$

$$\mu(25^{\circ}\text{C}) = 0.0000922 \text{ Kg} \times \text{seg}/\text{M}^2.$$

Por lo tanto el factor será:

$$G_{(25)} = \sqrt{0.0001598/0.0000922} \times G_{(4)}$$

$$G_{(25)} = 1.32 \times G_{(4)}$$

O sea, si se desea entrar a la grafica para obtener el valor $G = 21/\text{seg}$, para el presente caso, se deberá afectar por -- el factor, es decir:

$$G' = 21 \times 1.32 = 28/\text{seg}.$$

Se organiza la siguiente tabla:

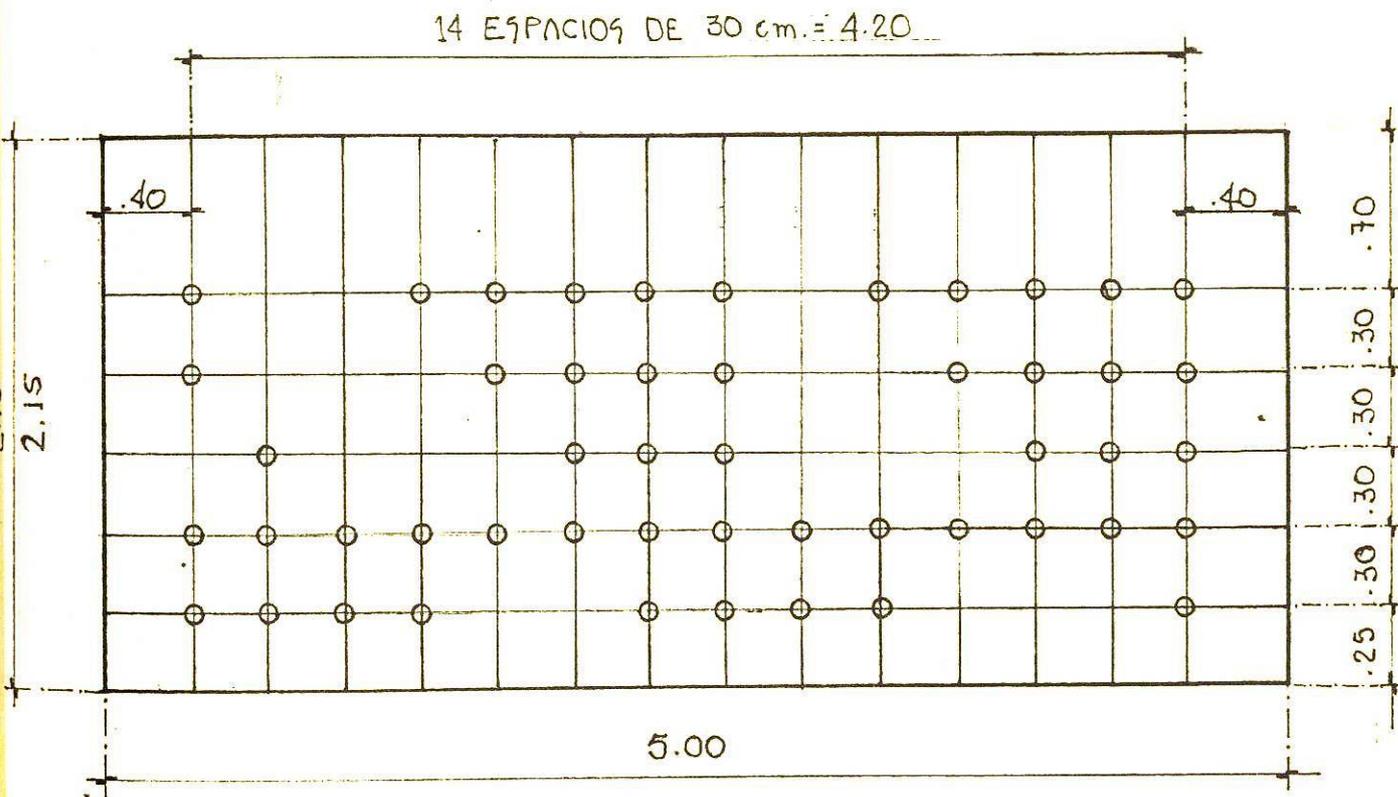
D	q	V	N(70)	N(100)
cm.	l/s	cm/s	70/q	100/q
5	0.27	13	260	380
6	0.40	14	175	250
8	0.85	17	82	118
10	1.40	18	50	71 (*)

Las dos últimas columnas muestran el número de orificios -- que deben disponerse, por lo que el presente trabajo, propone el uso de una pared difusora, la cual puede absorber el caudal de 70 y 100 L.P.S., sin más modificaciones, por lo -- que se ha previsto:

USAR: 75 orificios de 8 cm. D
5 filas c/30cm.

15 columnas c/30 cm.

El siguiente arreglo está en función del incremento de altura mencionando anteriormente (ver fig. 4 - 11)



(Fig. 4 - 11)

IV.5.4 ZONA DE SALIDA

El tipo de estructura de salida de-termina en buena parte - la mayor o menor de partículas que pueden ser resuspendidas en el flujo. El criterio es evitar de tener zonas muertas, pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar, aumentando la posibilidad de arrastre.

En el presente trabajo, se ha previsto el uso de tres canaletas, colocadas longitudinalmente a lo largo del sedimentador, en la zona de las placas inclinadas de fibra de vidrio (ver planos).

Estas canaletas podrán ser de fierro plano, dobladas a 90° para darle la geometría adecuada. Deberá de pintarse el fierro anticorrosiva o epóxica para prevenir la oxidación y otros daños. El nivel de agua en el sedimentador debe controlarse cuidadosamente a partir de la nivelación de estas canaletas.

La pendiente de la solera, por la facilidad de construcción será horizontal y para compensar esta situación será de una altura mayor a la que salga por cálculo.

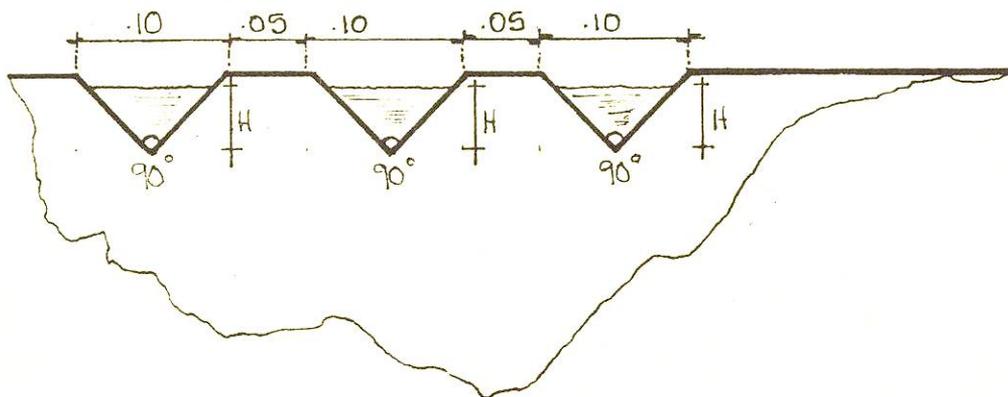
Por otro lado, las canaletas estarán provistas de vertedores triangulares para recolectar el agua sedimentada de una forma más distribuida, a lo largo de las canaletas. Estos vertedores deberán ser de descarga libre sobre la canaleta y la carga en los mismos no debe de superar los 5 cm. que por geometría, se ha propuesto. En estas condiciones, se procede al dimensionamiento de las canaletas.

Se usa la fórmula de Thomson, para los vertedores triangulares, con $\theta = 90^\circ$; (7).

$$Q = 1.4 \times H^{5/2} \quad (4-17)$$

Donde: Q = Caudal en M³/s
 H = Carga en m.

Entonces, la geometría propuesta es (ver fig. 4-12)



(Fig. 4-12)

La longitud de las canaletas es de 7.85 m, o sea que en esa distancia caben:

$$n' = 7.85 / (0.10 + 0.05) = 52 \text{ vertedores.}$$

Como son tres canaletas, y cada una recibe descargas por -- ambos lados, se tiene un total de:

$$n = 6 n' = 6 \times 52 = 312 \text{ vertedores}$$

Por lo tanto, cada vertedor tendrá un caudal de;

$$q = Q / n = 70 / 312 = 0.224 \text{ l/s}$$

y la carga en cada vertedor:

$$0.000224 = 1.4 \times H^{5/2} \Rightarrow \text{cm}$$

o bien: $H = 3.03 \text{ cm.} < 5 \text{ cm.}$

O.k.

En cuanto al dimensionamiento de la canaleta se refiere, - ésta será de pendiente horizontal, en estas condiciones se usa la fórmula (5-18) de la ref. (4); para trabajar con -- descarga libre: (ver fig. 4-13)

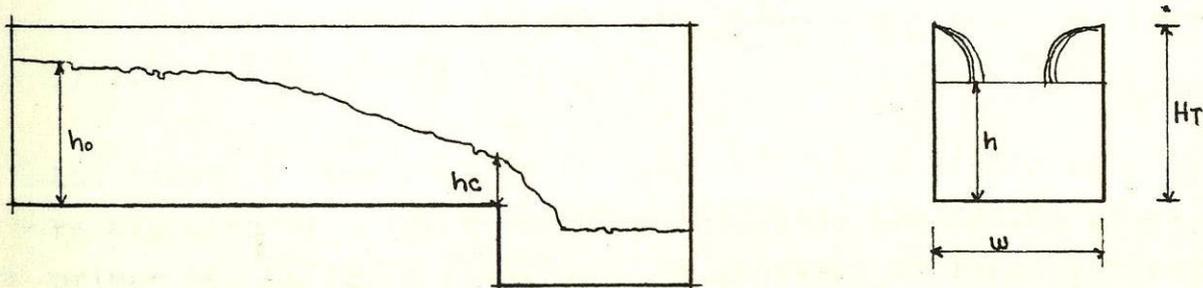
$$Q = 1376 \times W \cdot h_o^{3/2} \quad (4-18)$$

Donde:

Q = Caudal en l/s

W = Ancho de la canaleta en m.

h_o = Máximo nivel de agua en la canaleta



(Fig. 4 - 13)

El caudal, por ser tres canaletas, se asume una distribución uniforme, por lo que cada canaleta recibirá un tercio del caudal:

$$Q = 70/3 = 23.33 \text{ l/s}$$

Se propone un ancho $W = 0.30 \text{ m}$, por lo que el tirante se calcula:

$$23.33 = 1376 \times 0.3 \times h_o^{3/2}$$

o bien: $h_o = 0.15 \text{ m.}$

Ahora bien, como la pendiente es horizontal, la descarga de los vertedores debe ser libre y se debe disponer de un espacio en caso de un eventual embalsamiento a causa de -- darle mantenimiento, se ha convenido en:

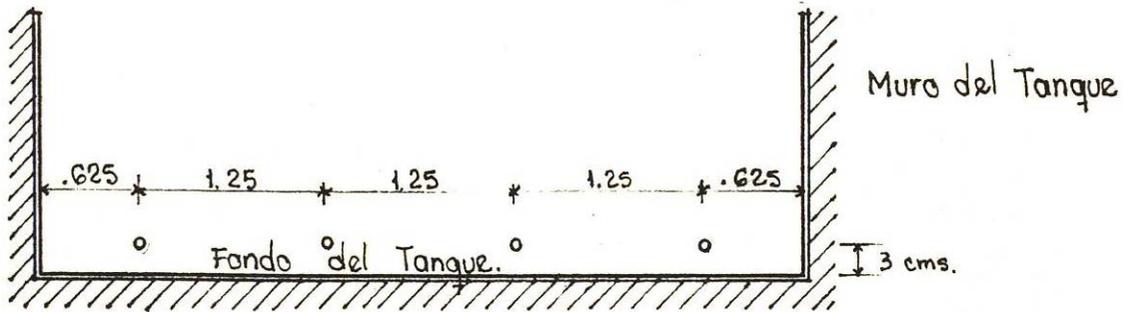
USAR: $W = 0.30 \text{ m.}$ y $H_t = 0.30 \text{ m.}$

IV.5.5. REMOCION DE LODOS

Los lodos se depositan en el fondo del sedimentador de manera desuniforme. Entre el 60% y 90% queda almacenado en el primer tercio de la longitud. La cantidad de lodos varia-- en proporción directa con la cantidad de coagulantes usa-- dos (4).

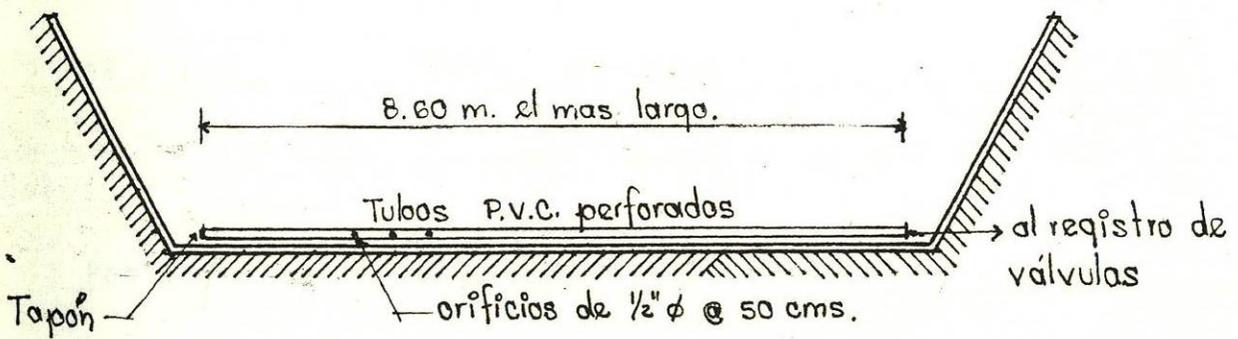
Se ha previsto una remoción de los lodos mediante cuatro - tubos de P.V.C. perforados a lo largo del tubo y suspendi-- do del fondo del tanque. Estos tubos están colocados a -- lo largo del tanque y se ha previsto una válvula en cada - tubo, operadas fuera del tanque, mismos que deben purgar - el lodo en forma intermitente, y la frecuencia y rata de - la purga se determinarán una vez que opera la unidad - - - (ver fig. 4-14 y 4-15).

USAR: 4 tubos P.V.C. PERFORADOS CON $\emptyset 1/2''$ c/50 cm. de $2'' \emptyset$ y suspendidos 3 cm. hasta la parte inferior del tubo.



CORTE

(Fig. 4-14)



CORTE

(Fig. 4-15)

IV.5.6 CALCULO PARA Qmax

Para el caudal máximo de 100 L.P.S., se procede a checar los valores, a fin de tomarlos en cuenta para eventuales modificaciones.

En primer lugar, se verifica la carga superficial, donde el caudal en M3/día es 8,640 M3/día. La carga máxima (según los parámetros de diseños) es: $V_{SC} = 25 \text{ M3/M2/día}$. A continuación se checa el área. Por la ec. (4-16).

$$25 = (1 \times V_o) / (\text{sen } 60^\circ + 20 \text{ cos } 60^\circ)$$

o bien: $V_o = 272 \text{ M3/M2/día}$

el área: $A = Q/V_o = 8640/272$

$$A = 31.76 \text{ M2.} < 39.25 \text{ M2.} \quad \text{o.k.}$$

Por lo tanto la carga superficial real es:

$$V_o = 8640/39.25$$

$$V_o = 220 \text{ M3/M2/día}$$

y la carga superficial real en las placas:

$$V_s = (1 \times 220) / (\text{sen } 60^\circ + 20 \text{ cos } 60^\circ)$$

$$V_s = 20.25 \text{ M3/M2/día}$$

El número de Reynolds (ec. 4-16)

$$Re = (220 \times 0.05) / (86440 \times 0.055 \times 10^{-7})$$

$$Re = 140 < 250 \quad (\text{laminar}) \quad \text{o.k.}$$

El tiempo de retención entre las placas

$$t = L / V_o = 1.0 / 220) \times 1440 \rightarrow \text{min.}$$

$$t = 6.55 \text{ min.}$$

En el 2o. lugar, la zona de entrada, proyectada con un tabi que difusor, que incluye 75 orificios de 8 cm. de diámetro, fue calculada en función del caudal máximo de 100 L.P.S., - según la tabla organizada, por lo que no hay ninguna modifi cación prevista.

El arreglo propuesto, muestra la primera fila a 0.70 m. de- 55 de el borde superior, esto supone una sumergencia de - - 15 cms. para el estado de 70 L.P.S. y como se ha recomenda- do subir 25 cm. el tirante para Q = 100 L.P.S., la primera fila quedará a 40 cm. sumergida desde la superficie del - - agua.

Por último, la zona de salida es donde se han previsto las- siguientes modificaciones.

Como ya se mencionó en la Sección IV.4.4, se deberán subir- el nivel de las canaletas en 0.25 m. Esto se puede conse- - - guir simplemente acoplado 6 láminas de acero plano del mis- mo espesor de las canaletas, sobre los bordes de las canale- tas, mediante soldadura de acero a fin de no dar lugar a - - rendijas ni orificios en la junta,

hasta la altura ya establecida de 0.25 m.

Para los vertedores triangulares, se hacen las siguientes consideraciones:

Manteniendo el número de vertedores en 312:

$$q = 100/312 = 0.32 \text{ L.P.S.}$$

Por la ec. (4-17):

$$0.32/1000 = 1.4 \cdot H^{5/2} \Rightarrow \text{cm.}$$

o bien: $H = 3.5 \text{ cm.} < 5 \text{ cm.} \quad \text{o.k.}$

La canaleta de recolección tendrá un tirante de:(ec.4-18)

$$Q = 100/3 = 33.33 \text{ L.P.S.}$$

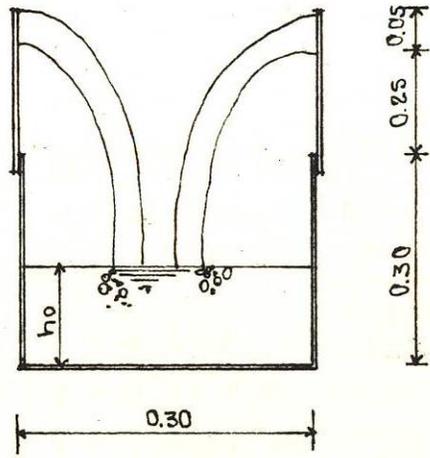
$$33.33 = 1376 \times 0.3 \times h_o^{3/2}$$

o bien: $h_o = 0.19 \text{ m.}$

Sin embargo, la geometría propuesta es:(ver fig. 4-16)

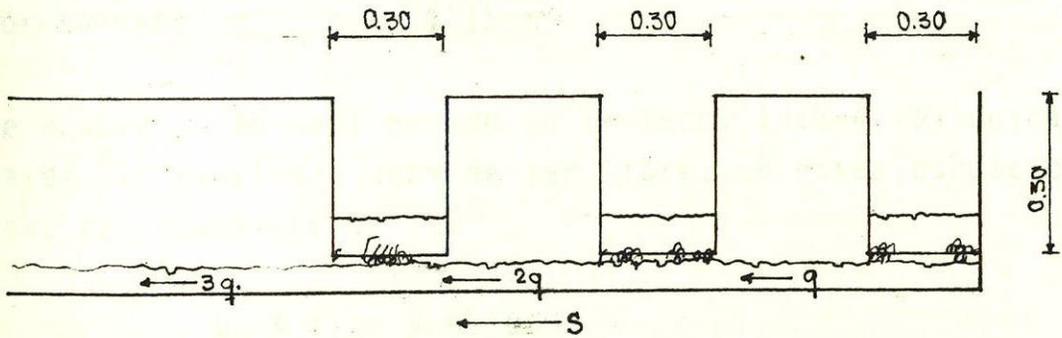
IV.5.7 CANAL DE TRANSICION

El último aspecto a considerarse en esta unidad viene siendo el canal de transición entre el sedimentador y la batería de filtros, mismo que colecta las aguas provenientes de las tres canaletas de rebose (ver fig. 4-17).



CORTE

(Fig. 4-16)



(Fig. 4-17)

Para fines de diseño, se hará el mismo en función del caudal máximo de 100 L.P.S. Se usa la formula de Manning en función del caudal:

$$nQ/\sqrt{S} = A R^{2/3} \quad (4-19)$$

Se propone los siguientes datos:

$$b = 0.50 \text{ m.}$$

$$s = 0.01 \text{ m/m}$$

$$Q = 100 \text{ L.P.S.}$$

$$n = 0.015 \text{ (sup. cemento)}$$

El tirante es el elemento a calcular:

$$(0.015 \times 0.01) / \sqrt{0.01} = 0.5 \times h' \times \left[(0.5 \times h') / (0.5 \times 2h') \right]^{2/3}$$

Por tanteos: $h' = 0.15 \text{ m.}$

De acuerdo a lo manifestado en la Secc. IV.5.4, la descarga de las canaletas debe de ser libre, en estas condiciones, es conveniente.

USAR: $h = 0.20 \text{ m.}$

Este desnivel, deberá estar exactamente debajo de la soleira de la 3a. canaleta, ya que en ese punto, se tiene el caudal total.

De acuerdo al arreglo propuesto de la planta de conjunto (ver planos), la longitud de este canal, es de 6 m., hasta la entrada del canal afluente común a los filtros.

IV.6 FILTRACION

El objetivo básico de la filtración es la transferencia de sólidos, mismos que incluyen partículas y microorganismos objetables que no han sido removidos en los procesos anteriores. Por lo que el trabajo de los filtros, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

Al tratarse de un tratamiento convencional que incluye los procesos de: Coagulación, floculación, sedimentación y filtración; la calidad del efluente, puede llegar a superar al 90% en términos de remoción de turbiedad, si se toma como afluente el efluente del sedimentador, esto asociado al óptimo proceso de sedimentación de alta rata con placas paralelas inclinadas, que se aproxima al ideal, con una turbiedad de agua sedimentada que tiende a ser independiente de los valores de turbiedad del agua cruda (15). En estas condiciones, se espera tener carreras más o menos prolongadas.

En el presente trabajo, se ha previsto una galería de seis filtros dispuestos en línea, dentro del criterio de filtros multicelulares; que incluyen lechos dobles de arena y antracita, falso fondo interconectado para el lavado mutuo, canal afluente común a los seis filtros que permite trabajar como vasos comunicantes, y rata de filtración declinante. Todo esto permite eliminar prácticamente casi todo el equipo, que tradicionalmente se ha venido instalando en los filtros.

Las ventajas que se pueden obtener incluyen: La disminu--

ción de inversión inicial de capital hasta un 50%, reducir notablemente los costos de operación y mantenimiento de la planta é incluso producir una mejor calidad de agua más fácilmente.

IV.6.1 CARACTERISTICAS DE LOS LECHOS DOBLES

El uso medio filtrantes con material de diferentes densidades no es nuevo. Baylis (4), en 1935 realizó experimentos con filtros compuestos de un lecho de material filtrante de baja gravedad específica sobre otro de material más fino. Posteriormente el mismo autor en 1939 volvió a realizar nuevos ensayos con lechos de arena de 0.5 mm. de tamaño efectivo, sobre los cuales se pusieron 7.5 cm. de antracita de 1.5 m.. T.E. y al respecto, decía: " Este sistema disminuye grandemente la rata a la cual la pérdida de carga evoluciona en el filtro ".

En los medios de arena tradicionales, la permeabilidad - - aumenta con la profundidad del filtro. En estas condiciones, los granos más pequeños quedan arriba y los más grandes abajo. Esto quiere decir que, a medida que el floc -- penetra dentro del lecho, encuentra poros más y más grandes por donde puede pasar con facilidad. Es obvio que debido a esta estratificación inconveniente, el mayor porcentaje de partículas queda retenido en la superficie y por lo tanto la capacidad de almacenamiento de flocs es limitada - - pues reduce el volumen de poros en los primeros 2 a 5 cms. del medio filtrante.

La solución lógica a este problema consiste en conseguir -

que la permeabilidad del lecho disminuya con la profundidad de forma que los flocs puedan penetrar y encontrar el medio más fino en las capas inferiores del filtro y el más grueso en las superiores. Como al emplear un solo tipo de material granular, esto no es posible, pues el flujo de lavado la estratifica en sentido contrario se pensó en usar medios de diferente densidad, de manera que los granos gruesos fueran de un material poco denso, para que el flujo ascendente de lavado los depositara encima de los granos finos, cuya densidad era mucho mayor (4).

Se utilizó para eso antracita, cuyo peso específico varía entre 1.4 y 1.65, y arena con peso específico de 2.65. La velocidad de sedimentación de los granos de antracita de 0.8 - 1.4 mm. es casi siempre menor que la de los granos de arena de 0.45 - 0.6 mm. de diámetro. Por tanto, la antracita quedará colocada sobre la arena en el retrolavado (4).

IV.6.2 PARAMETROS DE DISEÑO

Lecho filtrante:	Arena	h = 0.30 m.
(Especificaciones)	Sílica	T.E. = 0.5 mm.
		C.U. = 1.5
		Gs. = 2.66
		Dureza = 7 (mohs)
		P = 44%
		Ce = 0.9 (esferoidales)
	Antracita	h = 0.45 m.
		T.E. = 1.3 mm.
		C.U. = 1.1

Dureza = 3 (mohs)

P = 52 %

Ce = 0.73

Otros parámetros a considerar en el presente trabajo son:

- Carga superficial, para lechos dobles:
240 M3/M2/día < CS < 360 M3/M2/día
- T = 25°C
- No. de unidades = 6
- Q = 70 L.P.S. = 6048 M3/día
- Falso fondo de viguetas prefabricadas de hormi
gón armado (ver planos) de 0.3 m. de ancho.

En función al último parámetro mencionado, se propone el siguiente área por filtro a,

$$\text{USAR: } A = 2.10 \times 2.0 = 4.20 \text{ M}^2.$$

El caudal por filtro, será:

$$q = Q/6 = 6048/6 = 1008 \text{ M}^3/\text{día}$$

o sea, la carga superficial:

$$cs = q/A = 1008/4.2$$

$$cs = 240 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día} \quad \text{o.k.}$$

Debe asegurarse que la descarga del sedimentador a los filtros debe independizarse para poder operar con nivel varia--

ble, ver Secc. IV.5.7.

IV.6.3 PERDIDA DE CARGA INICIAL

Para calcular la pérdida de carga inicial, se usa la fórmula de Kozeny, para lecho limpio. Sin embargo es necesario conocer previamente la granulometría del medio filtrante.

Para una arena sílica de T.E. = 0.5 mm. y C.U. = 1.5, se tiene:

TAMIZ ASTM	ABERTURA mm.	% PASA	% RET.
18	1.00	100.0	0.0
20	0.85	99.5	0.5
25	0.71	93.4	6.1
30	0.60	69.3	24.1
35	0.50	29.8	39.5
40	0.42	4.0	25.8
45	0.35	1.5	2.5
50	0.30	0.2	1.3
60	0.25	0.0	0.2

La fórmula de Kozeny para la pérdida de carga inicial con lecho estratificado (4):

$$h_o = \frac{f'v}{g} \nu \frac{(1-P_o)^2}{P_o^3} \cdot \frac{36}{C_e^2} L \left[\sum \frac{x_i}{d_i^2} \right] \quad (4-20)$$

Donde: h_o = Pérdida de carga inicial en cm.
 f' = Constante experimental adimensional = 5
 ν = Viscosidad cinemática en cm^2/s
 v = Velocidad de filtración en cm/s
 g = Aceleración de la gravedad = $980 \text{ cm}/\text{seg}^2$.
 C_e = Coeficiente de esfericidad
 P_o = Porosidad del lecho
 X_i = % de arena retenida en dos mallas consecuti--
vas
 d_i = Abertura en mm., promedio de 2 mallas
 L = Espesor del lecho en cm.

Tamices ASTM	X_i	d_i mm.	d_i^2	X_i/d_i^2
18 - 20	0.5	0.925	0.856	0.584
20 - 25	5.6	0.78	0.608	9.211
25 - 30	18.0	0.655	0.429	41.958
30 - 35	15.4	0.55	0.303	50.825
35 - 40	13.7	0.46	0.46	0.212
40 - 45	23.3	0.385	0.148	157.432
45 - 50	1.2	0.325	0.106	11.321
50 - 60	1.1	0.275	0.076	-14.474
				<hr/> 350.429

Luego: $\nu = 0.00897 \text{ cm}^2/\text{s}$
 $v = 240 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día} = 0.278 \text{ cm}/\text{s}$ (70 L.P.S.)
 $L = 30 \text{ cm}$.
 $g = 980 \text{ cm}/\text{seg}^2$.
 $C_e = 0.9$
 $P_o = 0.44$

$$h_{o(a5)} = \frac{5 \times 0.000897 \times 0.278 \times (1 - 0.44)^2}{980} \frac{36}{0.9^2} \times 30 \times 350.429$$

$$h_{o(a5)} = 21.88 \text{ cm.} \quad \text{o.k.}$$

La pérdida de carga inicial para la antracita, se calcula igualmente con la fórmula de Kozeny, considerando que los granos no sean esféricos, pero son de diámetro uniforme -- (C.U. = 1.1):

$$h_o = \frac{f L V}{g} \cdot \frac{(L - P_o)^2}{P_o^3} \frac{6}{C_e D_c}^2 \quad (4-21)$$

$$h_{o(a)} = \frac{5 \times 0.00897 \times 0.278}{980} \frac{(1 - 0.52)^2}{0.52^3} \times \frac{45 \times 6^2}{(0.73 \times 0.3)^2}$$

$$h_{o(a)} = 3.75 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, la pérdida de carga inicial, para $Q = 70 \text{ L/s}$:

$$h_o = 25.63 \text{ cm.}$$

IV.6.3 HIDRAULICA DE LA FILTRACION

En el presente trabajo se ésta proponiendo el sistema de filtración con rata declinante y lavado mutuo, por lo que es importante el análisis hidráulico, mismo que se hace a continuación en relación de las recientes publicaciones -- (15, 16, 17, 18).

Este sistema de filtración, se suele proyectar usando un canal afluente común a todas las unidades filtrantes que los interconecta y las hace trabajar como vasos comunicantes. Por lo tanto, el nivel de agua en todas ellas es el mismo y puede colocarse en las cinco siguientes posiciones:

- A la altura del vertedero de control de la batería cuando ésta no está trabajando (nivel estático)
- A la altura necesaria para vencer la pérdida de carga por lecho limpio más el tirante H, lo que ocurre cuando todas las unidades están sin colmatar y trabaja con la velocidad promedio (altura mínima de operación).
- A la altura necesaria para que el filtro recién lavado trabaje con velocidad bastante más alta que los otros (altura equilibrio).
- A la altura máxima al final de la carrera cuando todas las unidades están colmatadas (altura de colmatación).
- A la altura necesaria para que las unidades -- filtrantes menos una, puedan pasar la totalidad del flujo que entra a la planta, lo que -- ocurre en el momento en que una de ellas está -- parada para lavado (altura de lavado).

Para la determinación de estos cinco niveles se procede de la siguiente manera:

IV.6.4 ALTURA DEL VERTEDOR DE CONTROL (LAVADO)

Se entiende que la altura del vertedero de rebose debe ser la suma de las alturas desde la superficie del lecho hasta el nivel de la canaleta de lavado, más la altura de la pérdida de carga disponible para el lavado mutuo.

La mayor parte de los problemas que ocurren en la operación de los filtros se relacionan con el mantenimiento del lecho filtrante en buenas condiciones. Puede decirse que un filtro es tan bueno como su lavado.

Estudios recientes han demostrado que la colisión y por consiguiente la abrasión de partículas durante este proceso, tiene poca o ninguna importancia, y en consecuencia son las fuerzas cortantes hidrodinámicas resultantes del flujo ascensional, las que producen el efecto deseado (15).

Conviene observar que las características del medio filtrante tales como el tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y peso específico tienen más importancia en el lavado que la misma velocidad ascendente. De acuerdo a los resultados (15), se concluye que es poco el beneficio que se consigue incrementando la velocidad del agua de lavado por encima del valor mínimo de fluidificación. O sea, un lavado con expansión de 50 al 60% no es sensiblemente mejor que otro con expansión del 20 al 30%, para la capa respectiva que sufre dicha expansión. Cuando se trata de medios dobles de arena y antracita, sin embargo, debe observarse que tal expansión baja (20 al 30%) permite que los granos de la interfase inicien su fluidificación.

De lo expuesto anteriormente, y para fines del presente -- trabajo, se han calculado las velocidades mínimas de flui-
dificación y la velocidad de lavado a usarse ($T = 25^{\circ}\text{C}$), --
ref. (4), gráficas (8-15) y (8-18).

- Arena ($TE = 0.5 \text{ mm.}$ y $C.U. = 1.5$
 $vmf = 30 \text{ cm/min.}$
- antracita ($TE = 1.3 \text{ mm.}$ y $C.U. = 1.1$)
 $vmf = 40 \text{ cm/min.}$

Sin embargo, la velocidad a usarse de lavado ascendente --
previsto en el presente trabajo, permite las siguientes --
expansiones:

$$\text{arena} = 25\% \quad (S_s = 2.65)$$

$$\text{Antracita} = 30\% \quad (S_s = 1.60)$$

Por lo tanto, para lograr esta expansión,

$$\text{USAR: } V_L = 70 \text{ cm/min.}$$

o sea, que como el espesor total del lecho doble es -- --
 $0.30 + 0.45 \text{ m.} = 0.75 \text{ m.}$ y un expansión del 25% para la --
arena y un 30% para la antracita; dará la altura total del
lecho expandido:

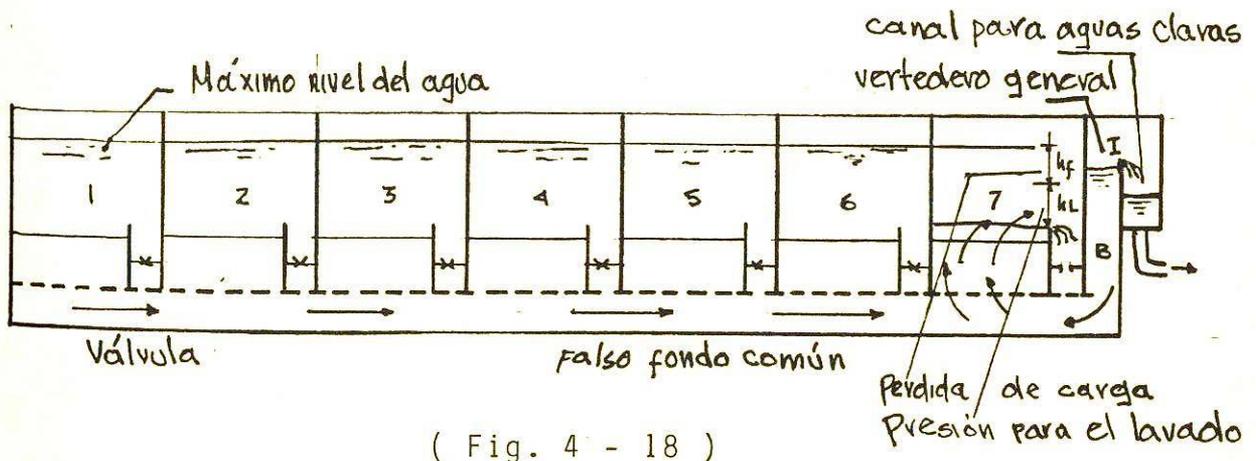
$$L_e = 0.3 \times 1.25 + 0.45 \times 1.3 = 0.96 \text{ m.}$$

Esto quiere decir que L_e es 21 cm. mayor que L . Por reco-
mendaciones (10), para el desnivel entre la superficie su-
perior de la antracita y la cresta del vertedor de la cana

leta de lavado, para asegurar que no haya fugas del medio-filtrante,

USAR: $h_e = 0.60 \text{ m.}$

El lavado mutuo se basa en el hecho de que si se deja la salida del efluente a un nivel mayor que la canaleta de lavado y se interconectan los filtros mediante un falso fondo común, al abrir la válvula de drenaje, el nivel de la caja de la unidad que se desea lavar desciende, con lo que se establece una carga hidráulica h_1 , que invierte el sentido del flujo en el lecho filtrante y efectúa el lavado, (ver fig. 4-18).



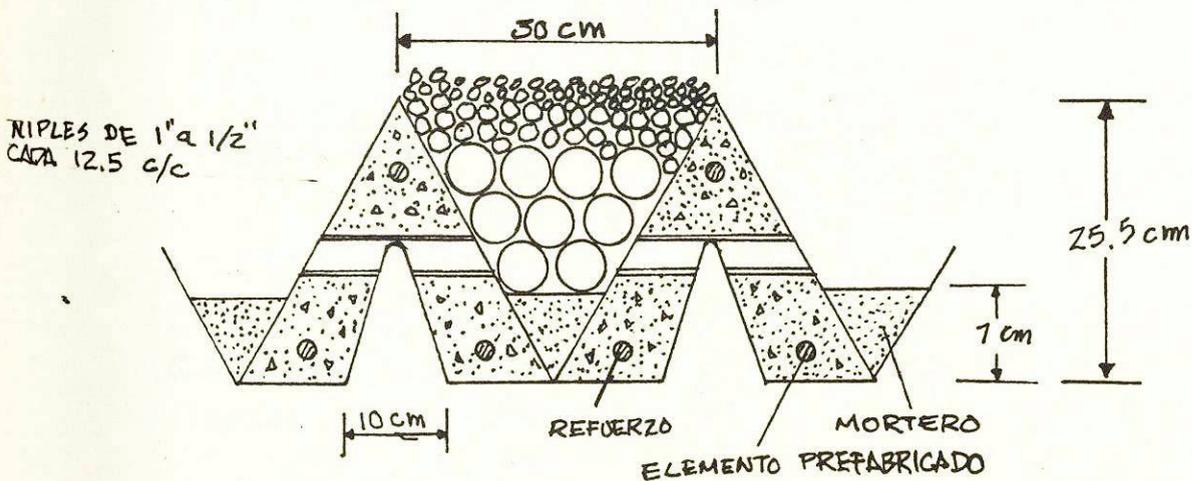
Cuando se llega a la máxima pérdida de carga h_f , el nivel de agua sube hasta la cota N, y es necesario lavar un filtro, para lo cual se abre la válvula A, de modo que el nivel en el descienda rápidamente. En estas condiciones se establece una carga negativa h_1 y el flujo se invierte. Para que esto sea posible, el caudal de todas las unidades debe ser por lo menos igual al necesario para lavar una

unidad. De lo contrario el nivel en el canal B, descendería y la presión de lavado h_L podría ser insuficiente.

El valor necesario de h_L para producir la expansión es función de:

- Pérdida de carga de los drenes
- Pérdida de carga para mantener suspendido el lecho.

El sistema de drenaje de los filtros en el presente trabajo, será de viguetas prefabricadas de hormigón armado, - - (ver fig. 4-19)



(Fig. 4 - 19)

Consiste en viguetas en forma de " V " invertida, apoyadas en los extremos y atravesadas por niples de plástico de -- 1.48 cm. de diámetro colocados cada 12.5 cm. centro. La parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para

conseguir que toda el agua salga por los nipples y se proyecta saber la grava gruesa de 2" bien redondeada.

Según el espaciamiento entre orificios, se produce más o menos pérdida de carga. Con los datos del presente trabajo; (Ref. 4, fig. 8-31).

$$D_e = 1.48 \text{ cm.}$$

$$e = 12.5 \text{ cm.}$$

$$q = 700 \text{ l/M}^2\text{/min.} = 70 \text{ cm/min}$$

Se tiene: $h_v = 25 \text{ cm.}$

El caudal para lavado en un filtro, es por lo tanto:

$$q_L = (4.2 \times 700)/60$$

$$q_L = 49 \text{ L.P.S.}$$

Este valor es menor que el caudal que produce la planta -- ($Q = 70 \text{ L.P.S.}$), por lo que se tendrá producción de agua filtrada aún durante el lavado.

Por otro lado, la pérdida de carga necesaria para mantener el lecho suspendido varía entre 35 y 50 cm. para lechos de arena y antracita. En el presente trabajo, se recomienda tomar el mayor valor, como un factor de seguridad, o sea:

USAR: $h_e = 50 \text{ cm.}$

Por lo tanto, la pérdida total de carga para efectuar el lavado h_L , es la suma de $h_v + h_e = 0.25 + 0.50 = 0.75$ m. En el presente trabajo, se ha adoptado el criterio de:

$$\text{USAR: } h_L = 80 \text{ cm. (nivel estático)}$$

Conforme las recomendaciones del CEPIS (10).

IV.6.5 VARIACION DE LA CARGA SOBRE EL LECHO

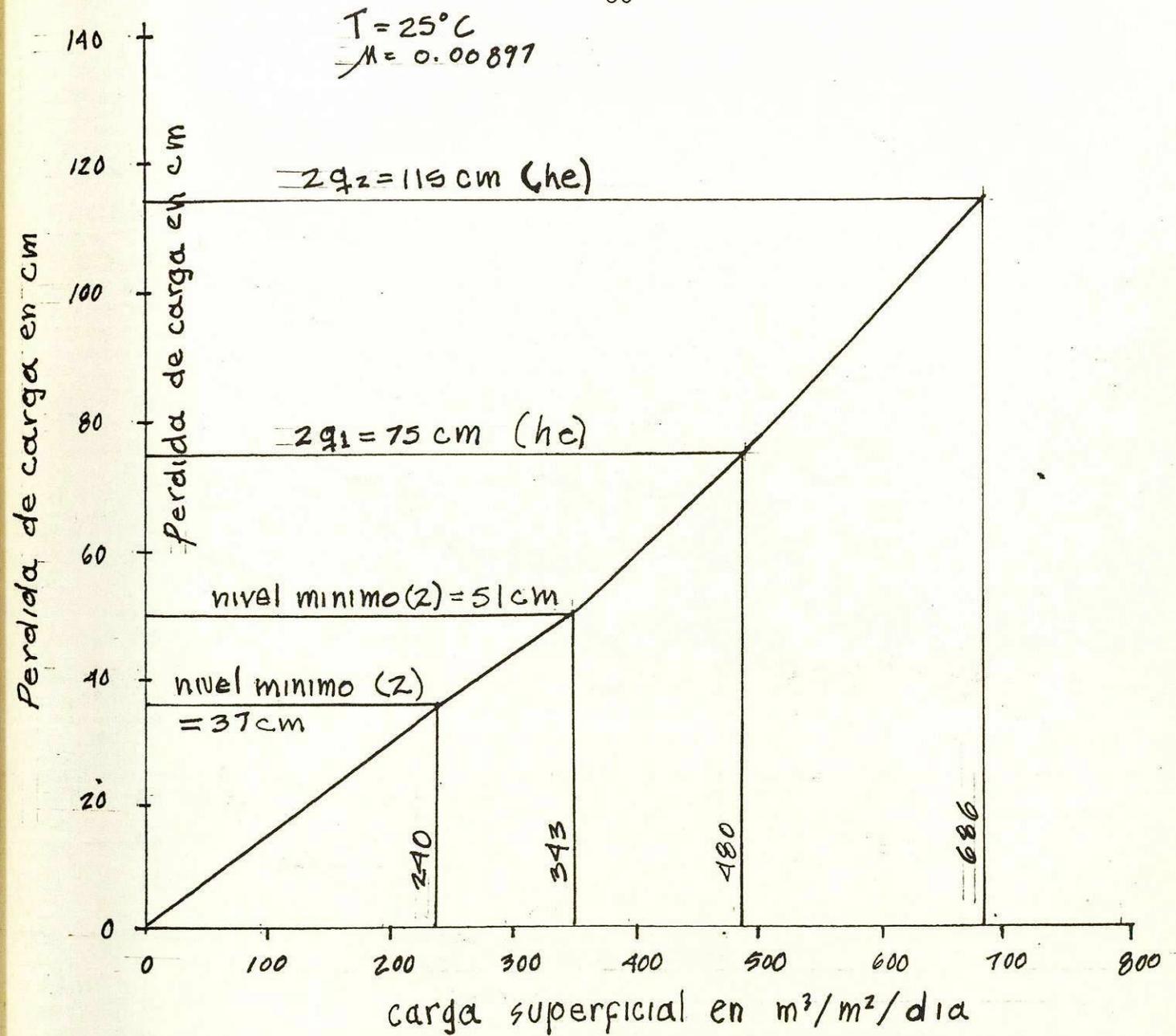
Para la determinación de los otros cuatro niveles, indicados anteriormente, se calcula previamente la curva de pérdida de carga contra la carga superficial, usando la ecuación de Koseny. Una vez obtenida esta curva se facilita el cálculo de los cuatro niveles básicos del filtro de rata declinante y lecho sobre de arena y anteracita. (fig. 4-20).

1.- El nivel mínimo de operación que corresponde al caso en que todas las unidades filtrantes estén trabajando con la carga superficial promedio, se determina en la curva de la figura (4-20), obteniendo la pérdida de carga para dicho valor promedio. En el presente trabajo, para $Q = 70$ L.P.S. y $CS = 240$ M³/M²/día; se encuentra que:

$$h_m = 37 \text{ cm. (nivel mínimo)}$$

Esta altura se sitúa por encima de la cresta en el valor de control (perdida de carga inicial más el tirante sobre el vertedor).

El tipo de vertedor propuesto en el presente trabajo, es un



(fig. 4 - 20)

vertedor rectangular con contracciones, de 1 m. de ancho y de cresta afilada. La fórmula de Francis para vertedores-- de pared delgada y con contracciones en ambos extremos, es-- (7):

$$Q = 1.838 (L - 0.2 H) H^{3/2} \quad (4-22)$$

Donde: Q = Caudal en M³/s.

L = Longitud de la cresta en m.

H = Carga sobre el vertedor en m.

Reemplazado; para $Q = 70$ L.P.S.

$$0.065 = 1.838 (1.0 - 0.2 H) H^{3/2}$$

Por tanteos: $H = 0.115$ m. (tirante en el vertedor)

Por otro lado, se determinó previamente la pérdida de carga inicial (lecho limpio) para la arena y la antracita: - - -
 $h_o = 25.63$ cm.

En consecuencia el nivel mínimo de operación, obtenido sumando la pérdida de carga inicial y el tirante sobre el vertedor. será:

$$h_m = 25.63 + 11.5 = 37.13 \text{ cm.} \quad \text{o.k.}$$

Valor que prácticamente corresponde al obtenido en la curva (4 - 20). Sin embargo, este nivel casi nunca puede darse en la práctica, ya que se requeriría que las seis unidades-filtrantes se encuentren completamente limpias.

2.- El nivel de equilibrio en los filtros de rata declinante, suele establecerse entre los 15 y 30 minutos después de lavar la unidad; su determinación resulta compleja pues está en función del comportamiento del conjunto -- de los filtros.

El presente trabajo, se ha considerado que la carga superficial estará únicamente controlada por el vertedor, a la salida del efluente, por lo que se prescindirá del controladores de flujo como ser orificios calibrados o tubos venturi, porque además no se incluye una galería de tubos (ver planos). En estas condiciones, es posible que el flujo en la unidad recién lavada será dos veces el promedio, en función del sistema de lavado mutuo y baja pérdida turbuente en el efluente.

Por lo tanto, para determinar este nivel, se entra en la curva (4-20) con el valor de:

$$2 \text{ c.s.} = 480 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$$

y se obtiene el nivel de equilibrio:

$$h_e = 75 \text{ cm. (nivel de equilibrio)}$$

Este nivel se considerará por encima de la cresta del vertedor de control (nivel estático). A partir de este punto, el nivel del agua tiende a ir subiendo por encima del lecho filtrante.

3.- El nivel de colmatación se establece cuando termina la carrera y todas las unidades están trabajando, es decir antes de lavar una unidad. Este nivel depende de la altura disponible entre el nivel de equilibrio y el máximo, permisible en el filtro y corresponde a la variación de nivel entre dos lavados consecutivos, la cual se puede determinar partiendo de que según Dl Bernardo y Ckeasby (17), en filtros de rata declinante la pen---

diente de la pérdida de carga producida, es igual a la que tendría un filtro de rata constante que trabajará - en iguales condiciones (medio filtrante, calidad afluente y carga superficial). Esto implica que si se suman todas las caídas de nivel, cada vez que se lava una unidad, durante una carrera de filtración y se le agrega la altura mínima de operación h_m , dicha sumatoria será equivalente a la pérdida de carga que se habría alcanzado si el filtro trabajase con rata constante o sea:

$$H_c = n \cdot \Delta h + h_m$$

Despejando Δh ;

$$\Delta h = (H_c - h_m)/n. \quad (4-23)$$

Donde Δh = Caída promedio de nivel después del lavado

H_c = Pérdida de carga para filtro de rata constante

h_m = Carga mínima de operación = $h_o + H$

n = Número de filtros

En la práctica, por diversos estudios en plantas piloto --- (17), se observó que H_c varía entre 1.80 y 2.60 m. Estos - valores son más que suficientes generalmente para producir - carreras iguales o mayores de 48 horas, cuando se trabaja - con 250 a 280 M³/M²/día y medios de arena y antracita. En - estas condiciones se obtiene menos del 2% de desperdicio en el lavado, ver fig. (4-21).

En el presente trabajo, tomado en cuenta las recomendacio-- nes de no adoptar valores críticos, por cuanto las condicioio

nes de operación pueden no ser las óptimas; se ha convenido,

$$\text{USAR: } H_c = 2.60 \text{ m.}$$

Por lo tanto, se calcula el nivel de colmatación por la fórmula (4-23), con $h_m = 37.0 \text{ cm.}$

$$\Delta h = (260 - 37)/6$$

$$\Delta h = 37.17 \text{ cm. (nivel de colmatación).}$$

Este nivel se encuentra encima del nivel de equilibrio.

4.-El nivel de lavado que se establece cuando se suspende una unidad para el retrolavado, mientras en las restantes unidades se va almacenando el agua progresivamente; se puede estimar teniendo en cuenta que en casos extremos la subida de nivel pueda llegar a valores similares al de la caída Δh .

Sin embargo, en el presente trabajo, se ha previsto un embalsamiento en el canal afluente común, tal que sitúa esta subida más bien del orden de (17):

$$h_w = 0.5 \times \Delta h \quad (4-24)$$

Donde: h_w = Carga por lavado de filtro

Δh = Caida promedio del nivel después del lavado

Remplazando el valor obtenido:

$$h_w = 0.5 \times 37.17$$

$$h_w = 18.6 \text{ cm. (nivel de lavado),}$$

Resumiendo los cálculos anteriores, la diferencia de nivel entre la cresta del vertedor de control y el nivel de la solera del canal efluente del sedimentador, para 70 L.P.S., será:

$$h_e = 0.75 \text{ m (de la curva)}$$

$$h = 0.37 \text{ m.}$$

$$h_w = 0.19 \text{ m.}$$

$$\text{TOTAL} = 1.31 \text{ m.}$$

Sin embargo, como esta unidad debe trabajar con 100 L.P.S.- el nivel final de la geometría del filtro, se dará en los -- planos en función de Q_{\max} .

IV.6.6 CALCULO PARA Q_{\max}

En esta sección, se verificarán los parámetros de diseño -- para $Q = 100 \text{ L.P.S.}$ y se harán las observaciones de proyecto:

1.- Carga superficial:

$$Q = 100 \text{ L.P.S.} = 8640 \text{ M}^3/\text{día}$$

$$A = 6 (2.1 \times 2.0) = 25.20 \text{ M}^2.$$

bordo libre

nivel de lavado

nivel de equilibrio

nivel de colmatacion

nivel minimo

nivel estético

nivel de la ca-
jaleta de lavado

nivel del lecho

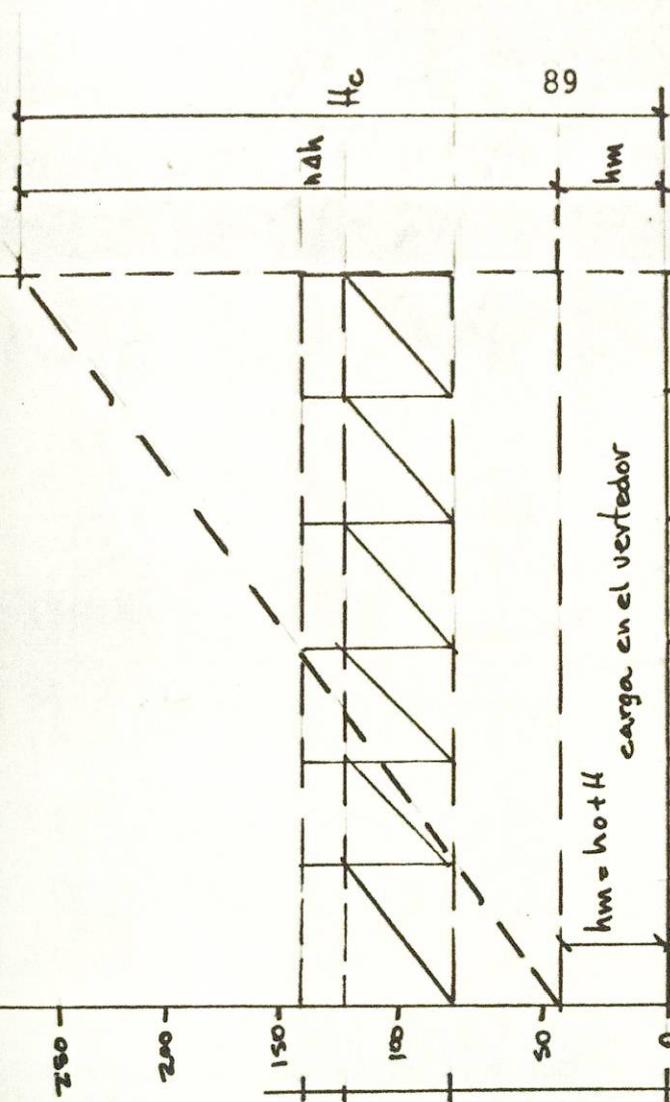
Nivel del
canal de
sedimentado

$$h_w = 0.5 h$$

$$\Delta h = \frac{h_c + h_m}{n}$$

$$h_c (0.025 m)$$

h



$$h_m = h_0 + h$$

carga en el vertedor

carrera de filtracion (dias)

HL ALTURA necesaria para
el lavado mutuo

ESQUEMA PARA

$$Q = 70 \text{ L/s}$$

(Fig. 4 - 21)

$$C_s = 8640/25.2 = 343 \text{ M3/M2/día}$$

Este valor es menor a 360 M3/M2/día

o.k.

2.- Pérdida de carga inicial:

Se varía únicamente la velocidad de filtración a las fórmulas (4-20) y (4-21), donde: $v = 0.397 \text{ cm/s} = 343 \text{ M3/M2/día}$, y $h_o = f(v)$.

$$h_o = (78.72 + 13.49)v$$

$$h_o = 36.61 \text{ cm.}$$

3.- Lavado de los filtros:

La rata de lavado en los filtros, está en función de % de expansión del medio filtrante, este valor se obtuvo anteriormente y fue $v = 70 \text{ cm/min}$. o sea que el caudal de lavado es:

$$q_L = 49 \text{ L.P.S.} \quad Q = 100 \text{ L.P.S.} \quad \text{o.k.}$$

Por lo que la altura de la canaleta de lavado se mantiene constante a 60 cm. encima de la superficie de la antracita.

4.- Nivel estático:

El nivel estático, al estar dado por la geometría del filtro, permanece igualmente constante a 0.80 m. encima de la cresta del vertedor de la canaleta de lavado.

5.- Nivel mínimo de operación:

Para determinar el nivel mínimo de operación, se hace uso de la gráfica (4-20), en función de la carga superficial $c_s = 343 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$, y se halla el valor del nivel mínimo de operación:

$$h_m = 52 \text{ cm.}$$

Este nivel corresponde a la altura de la pérdida de carga inicial más el tirante sobre el vertedor de control. El valor de h_o determinado anteriormente es $h_o = 36.61 \text{ cm.}$ y la carga en el vertedor se puede calcular con la fórmula de Francis (4-22), con $Q = 100 \text{ L.P.S.}$ y $L = 1.0 \text{ m}$;

$$0.1 = 1.838 (1.0 - 0.2 H) \times H^{3/2}$$

Por tanteos: $H = 15 \text{ cm.}$

Sumando la carga H más la pérdida h_o , se tiene:

$$h_m = 36.61 + 15.0 = 51.61 \text{ cm.}$$

Valor prácticamente igual al de la curva. o.k.

6.- Nivel de equilibrio:

Con ayuda de la misma gráfica (4-20, y con el doble de la carga superficial; $2 \text{ c.s.} = 686 \text{ M}^3/\text{M}^2/\text{día}$, se tiene:

$$h_e = 115 \text{ cm.}$$

Este valor está por encima de la cresta del vertedor de -- control:

7.- Nivel de colmatación:

El nivel de colmatación, como se vió anteriormente, es función de un filtro con iguales características pero de rata constante, por lo que se mantiene constante para $Q = 100$ - L.P.S.:

$$\Delta h = 37 \text{ cm.}$$

8.- Nivel de Lavado:

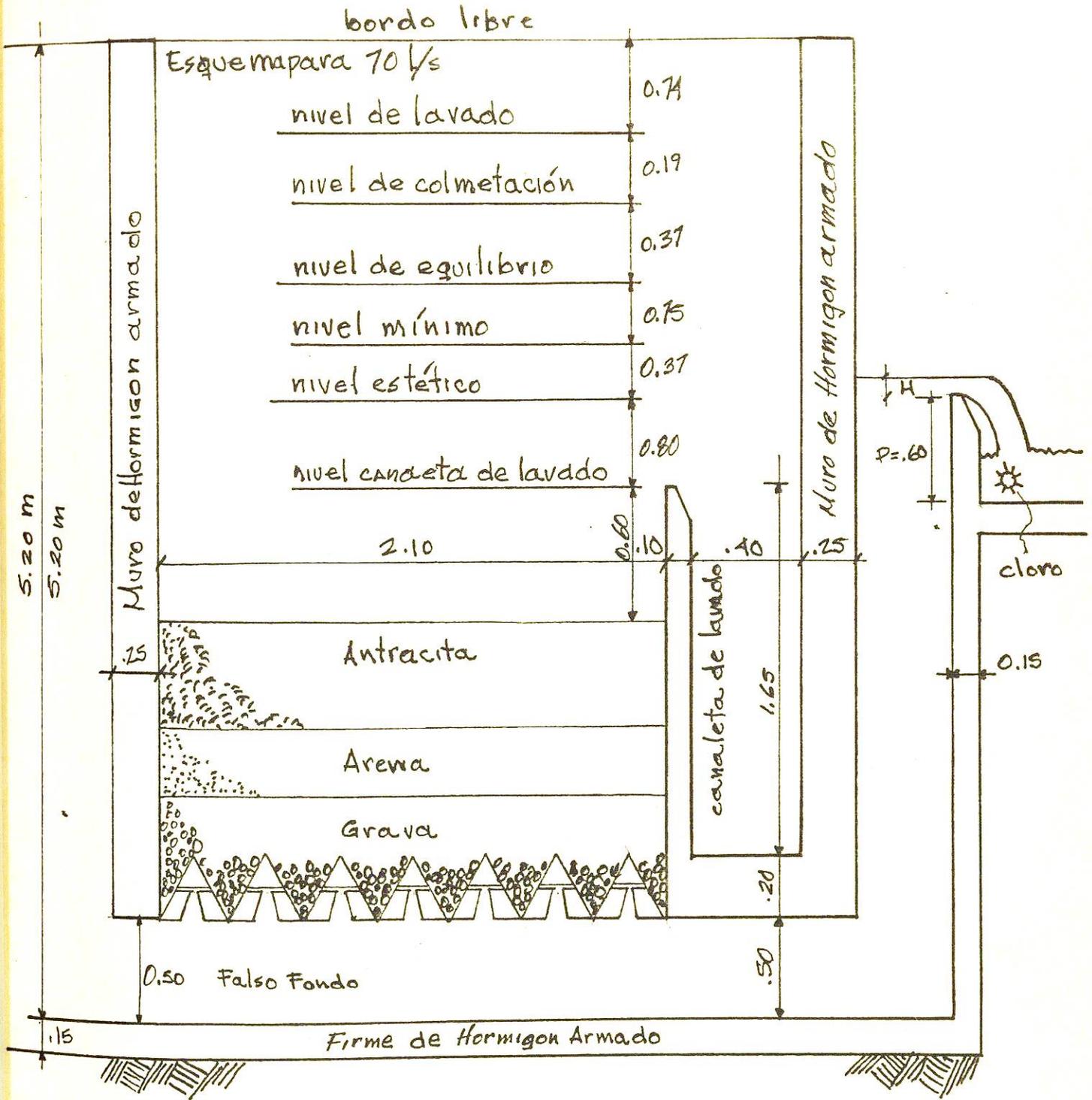
De igual manera que en el anterior caso, el incremento de - altura es función de las mismas variables, por lo tanto se toma el valor obtenido anteriormente:

$$h_w = 19 \text{ cm.}$$

Resumiendo los cálculos anteriores, la diferencia entre la cresta del vertedor de control y el nivel de la solera del canal afluyente, para 100 L.P.S., será: - - - - -
 $1.15 + 0.37 + 0.19 = 1.71 \text{ m.}$ Con estos valores se proyecta la geometría de un filtro, fig. (4-22).

IV.7 DESINFECCION

El metodo propuesto en el presente trabajo para la desin-- fección es con cloro, en virtud de su uso casi universal -



(Fig. 4 - 22)

Se ha previsto la instalación de un equipamiento para dosificar soluciones de hipoclorito en un punto situado a la salida del agua del vertedor de control de los filtros.

La cloración tiene por objeto destruir las bacterias con la acción germicida del cloro. También son importantes -- otros efectos secundarios de la cloración, como la oxidación del hierro del manganeso y del sulfuro de hidrógeno, -- la eliminación de las algas y de los microorganismos del lógamo.

IV.7.1 CLORACION EN EL PUNTO CRITICO

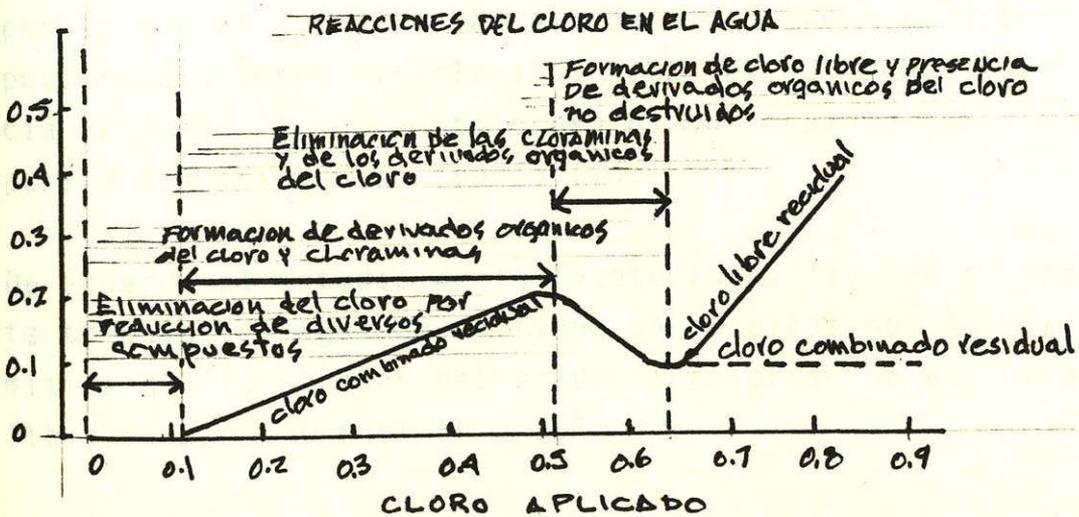
Para el tratamiento, se propone usar hipoclorito de sodio, donde el desinfectante activo es el cloro.

La cloración eficaz requiere: a). La aplicación uniforme de cloro a todas las porciones del agua tratada; b). La aplicación continua de cloro; c). La determinación de la dosis que corresponda a la caracterización del agua, y -- d). La regulación del tratamiento para conseguir una agua que sea inocua y al mismo tiempo agradable (9).

El principio de la desinfección con cloro ~~sobran~~te consiste -- en añadir cloro a la dosis necesaria para oxidar todos los compuestos orgánicos, el hierro, el manjeneso y las demás sustancias en estado de reducción que contenga el agua en tratamiento y para oxidar el amoníaco libre que estuviera presente, a fin de que quede un residuo de cloro libre más activo que el cloro combinado residual, es decir las cloraminas. Para determinar la dosis de cloro se procederá --

por tanteos hasta que la prueba de la ortotolidina en presencia de arsenito indique que el cloro residual está libre y no en combinación. En el punto crítico, según se observa una disminución brusca de la concentración subsistente de cloro residual a consecuencia de la mayor actividad de las reacciones químicas que conducen a la oxidación del amoníaco. Concentraciones menores de cloro libre residual reemplazan así una concentración mayor de cloro combinado residual, es decir cloraminas.

La fig. (4-23), reproduce una curva típica con punto crítico, donde aparece igualmente la demanda de cloro, que es la diferencia entre la dosis aplicada y la concentración resultante de cloro libre residual.

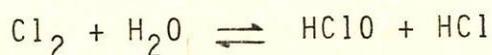


(Fig. 4 - 23)

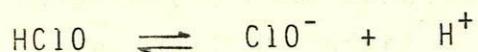
La finalidad de la desinfección con cloro sobrante requiere la aplicación de dosis suficiente para obtener cloro libre residual.

El cloro libre residual no es cloro molecular que reaccione

" Librementemente " como un gas disuelto cuando el pH no pasa de 5.0 y una parte del cloro está en el agua como cloro molecular. Si el agua tiene un pH algo ácido, reacciona con el cloro y forma ácido hipocloroso y ácido clorhídico.



La alcalinidad del agua neutraliza el ácido clorhídico y una parte del ácido hipocloroso se descompone en iones hidrógeno e iones hipoclorito.



El equilibrio de esta reacción reversible depende del pH, por lo que el cloro libre residual se compone en ácido hipocloroso e iones hipoclorito. Esto es de mucha importancia ya que el ácido hipocloroso es un desinfectante más activo que los iones hipoclorito.

De acuerdo al estudio de la fuente (Cap. II), en el presente trabajo, el agua cruda tiene un pH alcalino, lo que permitirá que la porción del ácido hipocloroso en el cloro libre oscile entre el 50 y 95%.

IV.7.2 APLICACION DEL HIPOCLORITO

Ninguna duda existe sobre el extraordinario progreso que ha tenido lugar en las últimas décadas en la tecnología del tratamiento de agua en América Latina y el Caribe.

Sin embargo, en diversos proyectos todavía es posible ob--

servar la persistencia de algunos puntos débiles en la - - metodología que viene siendo adoptada. Uno de estos vacíos es el que existe en la aplicación del cloro al agua (11)..

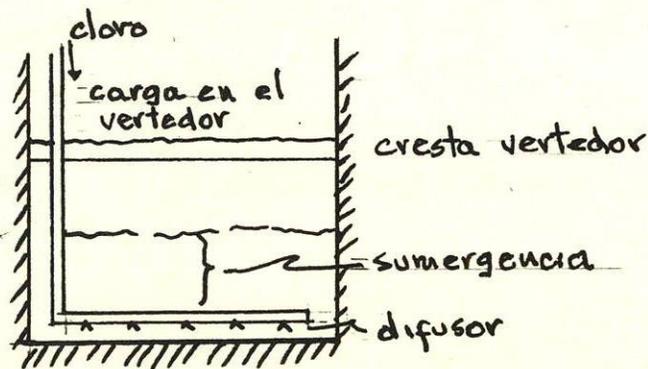
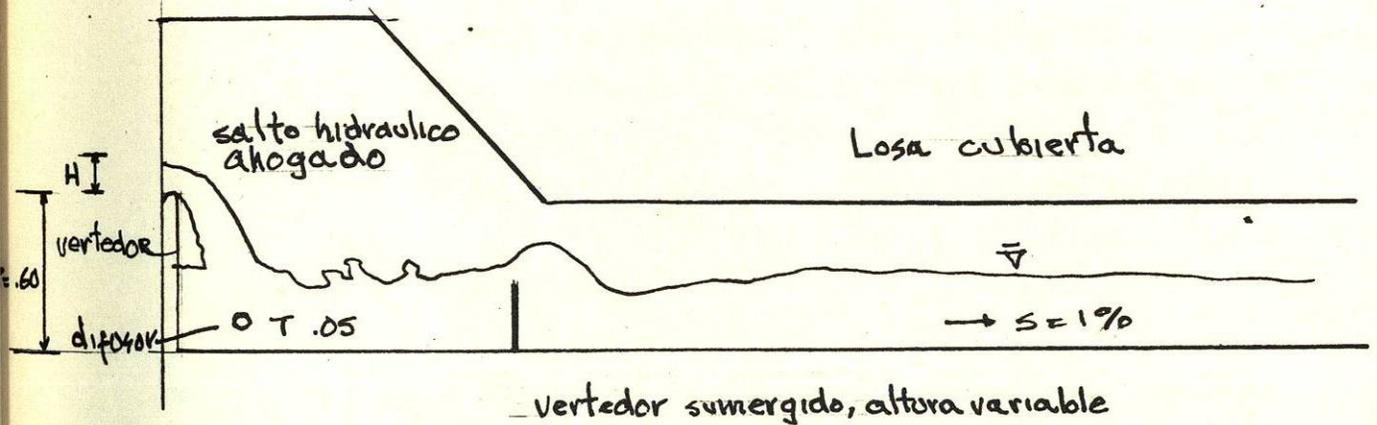
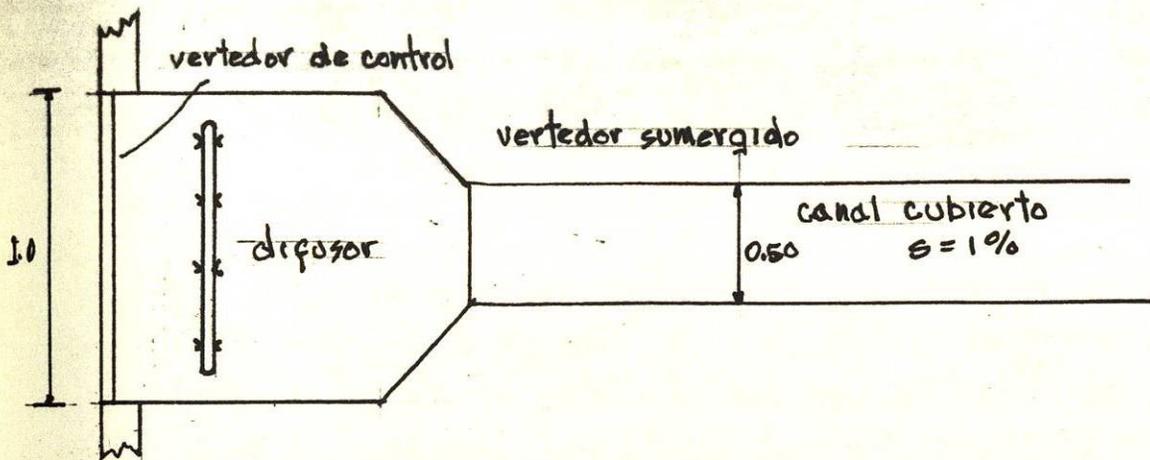
El anterior comentario ~~no~~ se refiere a los aspectos químicos de demanda de cloro, ni tampoco a las instalaciones para - el manejo y dosificación del desinfectante. En cambio, se refiere a las importantes operaciones subsecuentes que deben asegurar la calidad de la dosificación.

Para un buen funcionamiento, debe tenerse a la salida del difusor una presión residual no inferior a 1.5 metros de - la columna de agua, después de tener en cuenta las pérdidas de carga en la canalización y en el difusor de cloro (además la propia pérdida de carga en el propio proyecto).

A partir de esas consideraciones, se consideran las siguientes partes del sistema; a tenerse en cuenta en el presente trabajo:

- Aplicación difusa de cloro en solución al agua
- Agitación para la mezcla rápida
- Tiempo de retención para el contacto mínimo necesario.

1.- La aplicación de cloro al agua será hecha a través de difusores especiales sobre un canal, a la salida del - agua filtrada por el vertedor de control de la batería de filtros. Para lo cual será necesario hacer la aplicación a cierta profundidad que está en función de la - velocidad, ver fig.(4-24).



(Fig. 4 - 24)

El difusor propuesto será construido de manera que se facilite su remoción en caso de mantenimiento, y además debe asegurarse una sumergencia con un tirante de unos 25 cm. - Esto se consigue ahogando el salto hidráulico con un verte

dor de pequeña altura situado al inicio del canal de ancho 50 cm.

- 2.- La agitación y mezcla debe tener el cloro una vez que se ha adicionado al agua es un punto muy importante. - Según estudios (11), se constató que la acción del cloro en el agua que va a ser desinfectada, es mucho mayor en los casos en que la aplicación es hecha en zona de gran agitación y turbulencia. Luego se verificó que la mezcla adecuada debe ser considerada como uno de los factores más importantes en la desinfección por cloro. Actualmente se admite que la eficiencia de la cloración depende del grado de turbulencia en el punto de aplicación del cloro.

En el presente trabajo, para conseguir la turbulencia necesaria, se ha previsto un dispositivo en el cual tiene lugar un salto hidráulico sumergido (Fig. 4-24). Para esto, es necesario controlar el sistema a fin de evitar el desprendimiento excesivo de cloro, para lo cual, se ha considerado el punto del difusor, la altura de agua sobre el mismo y el ahogamiento del salto.

La pérdida de carga en un salto hidráulico ahogado en vertedores de pared delgada, para una relación H/h_2 alrededor de 2, tiene la siguiente relación hidráulica (20):

$$h_p/h_c = 1.3$$

Para un $Q = 70$ L.P.S. y $B = 1.0$ m, el tirante crítico será: (fórmula 4-6)

$$h_c = (0.07^2/9.8)^{1/3} = 0.08 \text{ m.}$$

Por lo que la pérdida de carga será:

$$h_p = 0.08 \times 1.3 = 0.104 \text{ m.}$$

Suponiendo un tiempo para el salto hidráulico máximo de un segundo, el gradiente de velocidad se calcula con la fórmula (4-10), (T=25°C.):

$$G = (1000 \times 0.104/0.0000922 \times 1)^{1/2}$$

$$G = 1060/\text{seg}$$

o.k.

El valor del gradiente de velocidad en estas condiciones - resulta óptimo, considerando el ahogamiento del salto hidráulico.

3.- Otra unidad esencial a considerarse en presente trabajo, es la cámara o tanque de contacto, para proporcionar un período de detención mínimo requerido para la destrucción de gérmenes patógenos.

Es preciso que se tenga presente que la desinfección no es instantánea, ya que necesita de un tiempo para conseguir el grado deseable de destrucción de bacterias.

La eficiencia está en función de la dosis de cloro, pH, temperatura y tiempo de contacto.

En el presente trabajo, atendiendo a recomendaciones - - - (8, 9 y 11), se ha previsto un período mínimo de 16 minutos

sin embargo, este tiempo en la práctica será mayor, por -- cuanto el tiempo de retención en el cárcamo de bombeo de - 100 M3, es ligeramente mayor a 15 minutos y por otro lado, existirá un tiempo adicional desde que el agua sale de la - planta por bombeo hasta unos tanques de regulación existentes en la Cabecera Municipal de China, N.L.

IV.7.3 CALCULO PARA Q_{max} .

Desde la perspectiva del presente trabajo, en esta sección - el único parámetro a verificar para cuando la planta opere con 100 L.P.S., es la mezcla rápida, ya que la aplicación - del cloro será la misma, aunque a una dosis mayor.

Por lo complejo del cálculo del salto hidráulico sumergi - do en vertedores, en esta sección, se establece los siguientes lineamientos para $Q = 100$ L.P.S.

El difusor debe quedar sumergido como la anterior situación - el grado de sumersión igual que $Q = 70$ L.P.S., esto porque se debe evitar ahogar el vertedor. En estas condiciones, - el gradiente no sufrirá gran variación, aunque no exista - un gradiente mínimo para mezcla rápida de soluciones de un hipoclorito, se recomienda mantener alrededor de los - - - 1000/seg.

Por otro lado el canal que lleva el agua hasta el cárcamo - se calcula con $Q = 100$ L.P.S., para segurar un funciona--- miento hidráulico optimo.

La fórmula de Manning. (ec. 4-19)

$$nQ/\sqrt{s} = A \cdot R^{2/3}$$

con $Q = 0.1 \text{ M}^3/\text{s}$
 $n = 0.015$
 $s = 0.01 \text{ m/m}$
 $b = 0.50 \text{ m.}$

$$(0.015 \times 0.1)/(0.01)^{1/2} = 0.5 \times h' \left[\frac{0.5 \times h'}{0.5 + 2 \times h'} \right]^{2/3}$$

Por tanteos: $h' = 0.15$

Para asegurar una ventilación y un bordo libre.

USAR: $h = 0.40 \text{ m.}$

Se ha previsto que este canal y la cámara de mezcla se protejan con una losa de cubierta, por lo que, desde la salida del agua filtrada por el vertedero de control, y hasta la llegada del agua al cárcamo se encuentre cubierto. En el sector del difusor, y para facilitar la operación se ha previsto un vidrio, mismo que protegerá de la polución exterior, y a través de él se verificará la difusión del cloro y el tirante en el vertedor, ya que como se ha previsto el aforo a la entrada y salida de la planta. (ver plano).

Igualmente en el capítulo posterior del presente trabajo, se muestra el dosificador de hipoclorito de sodio propuesto. Sin embargo, éste podrá reemplazarse por otro similar ya que es posible encontrar en el mercado equipos dosifica

dores de cloro de marcas registradas.

Finalmente en esta unidad de la planta, se ha previsto un ambiente acondicionado para la instalación del hipoclorador que incluye el equipo necesario para realizar pruebas de laboratorio relacionadas la cloración, así como la posibilidad de monitorear el tirante sobre el vertedor de control, a fin de realizar el aforo, con la misma frecuencia que se realiza a la entrada de la planta, en la canaleta - Parshall.

IV.8 CARCAMO DE BOMBEO

De acuerdo a las condiciones locales, como la topografía y la distancia desde la planta potabilizadora a la población, el proyecto global considera una estación de rebombeo desde un cárcamo situado en predios de la futura planta de tratamiento para alimentar los tanques de regulación que se encuentran en la Cabecera Municipal de China, N.L.

Por otro lado, de acuerdo a la residencia hidráulica necesaria para el contacto del cloro de 16 minutos, el volumen del cárcamo, considerando el caudal máximo de 100 L.P.S.-- (6 M3/min), será:

$$V = Q.t$$

$$V = 6 \times 16 = 96 \text{ M3.}$$

o sea, USAR: $V = 100 \text{ M3.}$

Asumiendo una relación $L/b = 1.4$ y una altura $h = 3\text{m}$.

$$V = L \cdot b \cdot h.$$

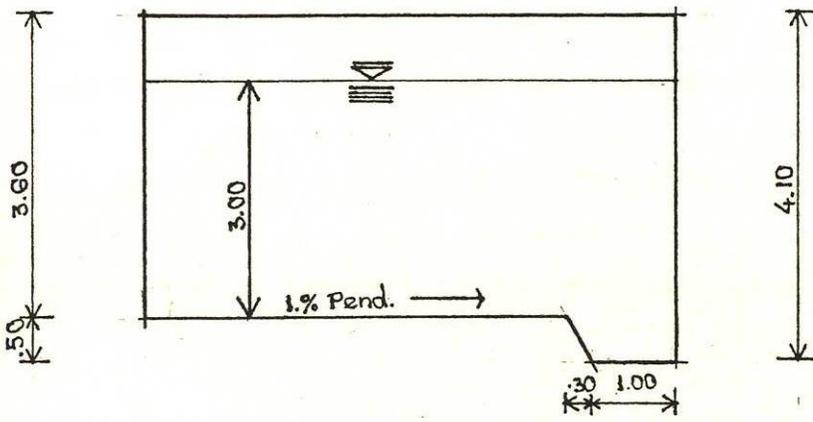
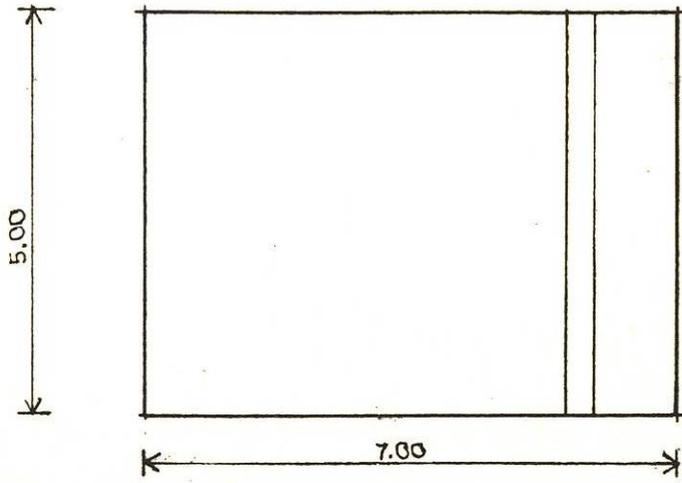
$$100 = 1.4b^2 \times 3$$

o bien: $b = 4.88$ y $h = 6.83$ m.

USAR: $L = 7$ m. ; $b = 5$ m. y $h = 3$ m.

De acuerdo a estas dimensiones efectivas del cárcamo, el volumen real es de 105 M3. Sin embargo, la succión de las bombas debe de tener como carga los 105 M3. efectivos de agua, por lo que se ha previsto un escalón de 0.50 m. debajo del piso a fin de situar ahí la tubería de succión de las bombas (ver fig. 4 -25).

Los aspectos del equipamiento electromecánico y especificaciones del bombeo, escapan de los alcances del presente trabajo.



(Fig. 4 -25)

CAPITULO V

A N E X O S

Como parte complementaria del presente trabajo, se incluyen los aspectos operacionales y los planos de todas las unidades propuestas en la Planta Potabilizadora de China, N.L., - Así mismo la disposición de lodos generados.

Según el proyecto global, la Planta Potabilizadora será - - puesta en marcha con el caudal de 65 L.P.S., y luego, según el crecimiento de la demanda, éste será incrementado a - -- 100 L.P.S.

De acuerdo al tipo de tratamiento previsto, la planta tiene capacidad para remover una turbidez de hasta 300 NTU, ya que cuenta con un método eficaz de mezclado rápido, floculación de 30 minutos con gradientes de velocidad de 60/seg. y - -- 20/seg., un sedimentador de alta rata de placas paralelas - inclinadas con cargas superficiales sobre las placas menores a 25 M³/M²/día y una batería de filtros rápidos de arena y antracita que permite un almacenamiento de flocs considerable, con pérdidas de carga más o menos bajas y carreras de filtración prolongadas. Por último, la desinfección está - prevista con cloro sobrante en el punto de quiebre. Aunque este último proceso se ve afectado por el pH alcalino del - agua cruda, que sitúa la concentración de cloro libre residual como ClO⁻ en un mayor porcentaje.

A continuación se tratan los aspectos operacionales de las unidades por separado.

V.1 ASPECTOS OPERACIONALES

Se considera muy importante considerar los supuestos aspectos operacionales de la Planta, a fin de dar una mayor comprensión de la misma.

Las siguientes unidades son objeto de vigilancia, para una operación eficiente:

- 1.- REJILLA.- La rejilla propuesta a la entrada de la planta remueve los sólidos bastos que pudieran llegar desde el río. Estos se acumulan en la parte aguas arriba de la misma conforme pasa el tiempo, y luego deben ser removidos de la rejilla mediante una limpieza manual y ser depositados en una charola que tiene perforaciones en el fondo. Esta charola es móvil, y debe ser vaciada en cada limpieza que se efectúa a la rejilla.

Para la operación de limpieza, está previsto el acceso hasta el lugar indicado. Con objeto de cuidar la seguridad del operador se han de colocar barandales en la plataforma de operación, las escaleras y todos los pasillos.

- 2.- AFORO.- Su importancia se mencionó en la Secc. IV.1 -- El aforo se realizará a la entrada y salida de la Planta Potabilizadora. A la entrada se ha previsto una -- canaleta Parshall para realizar el aforo, misma que --

tiene dos pozos quietadores uno a la distancia $2/3$ de A y el otro a una distancia X desde el final de la garganta. De acuerdo con la memoria de cálculo, la canaletta tendrá una descarga libre, por lo que solo es necesario conocer una lectura, a $2/3$ de A. De esta forma, se ha previsto equipar al pozo quietador a $2/3$ de A con un limnógrafo, mismo que permite conocer el nivel a esa altura con bastante precisión (ver planos).- El flotador del limnógrafo estará dotado de una escala en centímetros y una tabla impresa junto con el caudal correspondiente. La operación consiste en checar la lectura del limnógrafo, obtener el caudal y llevar un registro, con un intervalo de dos horas más o menos.

El aforo a la salida de la planta, al final de los filtros, será realizado con un vertedor de pared delgada y cresta afilada. Habrá una escala integrada a la cresta del vertedor graduada en centímetros y otra tabla con los caudales correspondientes. La operación consiste igualmente en verificar el caudal con la lectura y llevar otro registro similar al de la canaletta-Parshall.

Se espera una diferencia alrededor de 2 al 5% entre ambos caudales, por las pérdidas que se mencionaron en la memoria de cálculo (purga de lodos del sedimentador y filtros).

- 3.- MEZCLADOR RAPIDO.- Se han previsto dos unidades de mezcla rápida, ambas con las mismas características hidráulicas y cinéticas, con el objeto de adicionar primero-

la alcalinidad y luego el coagulante.

De acuerdo al estudio de la fuente, se observa que la alcalinidad está dentro de los límites del Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable - - - (2-VI-53). Sin embargo, al adicionar un coagulante al agua, se presenta un consumo de alcalinidad y un descenso del pH. Si se tiene alcalinidad suficiente, el descenso del pH no será brusco, más bien amortiguado por la alcalinidad. De otro modo, en ausencia de alcalinidad, el coagulante reacciona directamente con las moléculas de agua a manera de una base débil, dando lugar a un pH bajo, haciendo al agua muy corrosiva.

En el presente trabajo, se propone una solución de bicarbonato de sodio con álcali, esto en función de no subir el pH en forma excesiva, ya que el pH del agua cruda está alrededor de 8. De acuerdo al nivel de operación de la planta, que se espera sea mediano, una dosis excesiva del bicarbonato de sodio no subirá mayormente el pH.

El coagulante propuesto para el tratamiento en el presente trabajo es el sulfato de aluminio es fácil de obtener en el mercado. La dosis de coagulante deberá ser fijada mediante pruebas de jarras en sitio. El equipo dosificador propuesto para la adición del coagulante y alcalinidad se muestran en los planos respectivos. Este equipo trabaja con la diferencia de presión en la compuerta y garantiza la continuidad de la dosificación. Consiste en un contenedor metálico que en medio tiene una membrana flexible que al principio

de la operación se llena con la solución preparada del reactivo y a medida que se pasa el flujo, se va desplazando la membrana por una tubería descargando el reactivo en una media caña, misma que tiene dos perforaciones para descargas superficialmente en el punto del tirante supercrítico o inicial del salto hidráulico.

La operación de las unidades consiste en verificar la abertura de la compuerta; para 65 L.P.S. la misma será 5 cms. y para 100 L.P.S. de 7 cms. Por otro lado y en función del caudal se debe vigilar el tirante secuente del salto, para colocarlo a 33.5 cms. para 65 L.P.S. y 40.2 cms. para 100 L.P.S.; esto se logra ajustando la altura de la charnela inclinada al final del canal del salto hidráulico.

Otros aspectos operacionales son la verificación de la adición de la alcalinidad y coagulante con la dosis establecerse y la reposición de las soluciones en los contenedores de refacción, que para tal efecto han sido propuestos.

- 4.- FLOCULADOR.- Esta unidad, por la naturaleza de ser hidráulica de flujo horizontal, prácticamente no requiere de mucha operación.

El tirante a la entrada se independiza del segundo mezclador por lo que no existe una perturbación y a la salida, el tirante correspondiente al del sedimentador, mismo que está regulado por el nivel de las canaletas de recolección del agua sedimentada.

La operación consiste en verificar que no se vayan -- asentando los flocs al final del floculador y una limpieza superficial de espumas ú otros objetos flotantes. Debe de disponerse de una red con mango suficientemente largo para cubrir toda la superficie expuesta.

- 5.- SEDIMENTADOR.- La unidad de sedimentación es donde se van a remover la mayor parte de los sólidos en suspensión presentes en el agua cruda, por ello se ha previsto un volúmen de lodos adecuado para una operación eficiente.

Esta unidad prácticamente tiene poca operación ya que no tiene partes móviles. Debe asegurarse una nivelación de primer orden en las canaletas de rebose, a fin de distribuir el flujo en todos los vertedores uniformemente.

Cuando opere la planta con 100 L.P.S., debe de subirse el nivel de estas canaletas en 25 cms., de una forma sencilla y práctica como la que se menciona en la memoria de cálculo, es decir simplemente subir las paredes de las canaletas, dejando la solera en el mismo nivel.

- 6.- FILTROS.- Las unidades de filtración merecen tal vez la mayor atención en cuanto a la operación se refiere.

Una vez que empiece a trabajar la planta, el nivel de agua encima de la cota estática (vertedor de control), se irá incrementando conforme evolucione la pérdida de

carga hasta llegar al nivel de colmatación, entonces -- deberá de ser lavada la primera unidad. Para esto, -- simplemente se cambia de posición la válvula del fil--tro, cortando la entrada de agua sedimentada y habilitando el drenaje de la canaleta de lavado, en esas con--diciones, será desalojada rápidamente el agua del fil--tro hasta la altura de la canaleta de lavado, entonces el flujo será invertido, pasando por el filtro en sentido contrario para expandir los lechos y efectuar el retrolavado. Esta operación suele durar unos 10 minutos. Posteriormente se coloca la válvula en la posi--ción anterior y se espera un tiempo entre lavado y lavado.

Es posible que las carreras duren mas de 24 horas o -- más, en estas condiciones el lavado debe repetirse cada cuatro horas, hasta volver a lavar la primera uni--dad.

También es recomendable llevar un registro del lavado de los filtros.

Otro aspecto importante es checar la turbidez del -- efluente con cierta regularidad, especialmente durante la media hora después del lavado de un filtro.

Para conocer los niveles de operación de los filtros -- de rata declinante y lavado mutuo, se recomienda dejar en uno de ellos unas marcas en la pared del mismo para facilitar el registro de la evolución de la pérdida de carga durante la carrera.

Estas marcas difieren si se trata de 65 L.P.S. ó - - - 100 L.P.S., por lo que deberá de tenerse presente este aspecto.

Igualmente, deben ser removidos de los filtros las espumas y objetos flotantes.

- 7.- CLORADOR.- Para esta unidad es necesario implementar - un ambiente adecuado con la ventilación apropiada y el equipo indispensable para realizar las dosificaciones.

La operación consiste en verificar que el contenedor - tenga siempre un volúmen de solución a fin de asegurar una difusión continúa del hipoclorito de sodio al agua.

Igualmente checar que el difusor quede sumergido en el agua, logrando para esto, ahogar el salto hidráulico - con el vertedor de pequeña altura colocando aguas abajo (ver planos).

El cloro residual debe de ser medido en los tanques de - regulación en la población.

Por otro lado, de e de hacerse las pruebas bacteriológicas pertinentes, en el canal afluente, efluente del - sedimentador y filtros, a fin de evaluar la eficiencia de remoción de bacterias en el proceso del clarifica- - ción. Igualmente los exámenes físico-químicos del - - afluente y efluente de la planta para llevar un registro del funcionamiento de la planta.

- 8.- CARCAMO DE BOMBEO.- Para el Cárcamo de Bombeo, se ha -
previsto un equipo de 3 bombas, para funcionar conti--
nuamente, con relevo de una.

La operación igualmente consiste en la verificación de los niveles del cárcamo para evitar problemas del sistema de bombeo.

La operación y mantenimiento del equipo de bombeo es -
fundamental, tanto a la entrada a la planta como a la salida. No se recomienda dejar a la planta de trata--
miento sin alimentación.

V.2 DISPOSICION DE LODOS

De acuerdo al diagrama de flujo del Capítulo III, las unidades que generan lodos son la rejilla, el sedimentador y los filtros.

Los lodos de la rejilla, deberán disponerse en un relleno sanitario en un punto que no interfiere la operación y la -
circulación del personal.

Los lodos del sedimentador serán purgados regularmente me--
diante los cuatro tubos P.V.C. perforados colocados superficialmente 3 cms. encima del fondo del tanque. Se operarán-
por sendas válvulas de compuerta y serán descargados en una cámara, misma que tendrá un tubo de drenaje de 12" para descargar los lodos hasta el punto de la disposición final. -
El lodo del sedimentador es fluidizado por la presión de la altura de agua sobre los tubos perforados, por lo que no --

presenta problemas de azolve en el sistema de drenaje.

Los lodos de los filtros, producidos durante el lavado, son desalojados mediante un canal de pendiente 2% por debajo del canal afluente común y luego concentrados en una caja para finalmente descargarlos mediante un drenaje de 12" hasta la disposición final. Este tubo, al estar más bajo que la cota de descarga de los lodos del sedimentador recibirá de los lodos del sedimentador, a fin de tener un solo tubo de drenaje.

La disposición de estos lodos, se hará en función del uso del suelo y permeabilidad. El lodo que se descargue es un lodo químico, no orgánico, que presenta menos problemas de manejo.

V.3 BY-PASS

En caso que se deba interrumpir el flujo a través de la planta potabilizadora desde los floculadores, se ha previsto un By-Pass desde el final del segundo salto hidráulico hasta el cárcamo, mediante una línea de 12"Ø de asbesto cemento, controlado mediante dos compuertas al final del segundo salto hidráulico. La purga floculador y sedimentador se hará mediante los tubos perforados de purga de lodos.

V.4 PLANOS

La parte más importante del presente trabajo son los planos, por lo que se ha dispuesto un juego de 10 planos, en escalas convenientes, que incluyen detalles constructivos.

El orden de los planos, es:

- 1.- Planta de conjunto
- 2.- Planta General
- 3.- Perfil Hidráulico
- 4.- Rejilla, aforo y mezcla rápida
- 5.- Rejilla, aforo y mezcla rápida
- 6.- Rejilla, aforo y mezcla rápida
- 7.- Floculador
- 8.- Sedimentador
- 9.- Filtros
- 10.- Hipoclorador y Cárcamo de Bombeo

R E F E R E N C I A S

- 1.- Texas Water Utilities Association; " Manual of Water - Utility Operations", Seventh Edition, C.H. Billings, - P.E., Editor, Austin, Texas, 1983.
- 2.- American Water Works Association, Inc.; "Water Quality, and Treatment", Third Edition, Mc. Graw-Hill, New York 1971.
- 3.- FAIR, Gordon M., Geyer, J.CH. & Okun, D.A.; " Water -- and Wastewater Engineering ", Editorial Limusa-Wiley,- S.A., México, 1971.
- 4.- ARBOLEDA Valencia, Jorge, " Teoría, Diseño y Control - de los Procesos de Clarificación del Agua ", Centro -- Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del -- Ambiente, CEPIS, OSP/OMS, Lima, Abril, 1973.
- 5.- METCALF, L. & Eddy, H.P., Inc. "Wasterwater Engineering Treatment, Disposal and Reuse ", Second Edition, --- McGraw-Hill Book Company, New York, 1981.
- 6.- HUDSON, H.E. Jr.; " Water Clarification Processes: - -- Practical Design and Evaluation ", Editorial Von Nos--trand Reinhold Co., New York, 1981.

- 7.- AZEVEDO NETTO, J.M. & ALVAREZ G.A.; " Manual de Hidráulica ", Editorial Harla, Sexta Edición, México, 1976.
- 8.- WAGNER, E.G. & Laniox, J.N.; " Water Supply for Rural Areas and Samall Communities ", Monograph Series No. - 42, OMS, Ginebra, 1961
- 9.- COX, Charles R.; " Operation and Control of Water - -- Treatment Processes ", Monograph Series No. 49, OMS, - - Ginebra, 1969.
- 10.- PEREZ, J.M.; " Plantas Modulares para Tratamiento de - Agua ", Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y - Ciencias del Ambiente, Tomo I y II, CEPIS, OSP/OMS, -- Lima, 1982.
- 11.- AZEVEDO NETTO, J.M.; " Aplicación de Cloro en Tanques - de Concreto ", División de Purificación del Agua, - -- DIPA-AIDIS, Separata de la Revista Acodal No. 100, --- Bogotá, Junio, 1981.
- 12.- HUDSON, H.E. Jr.; " Flocculation and Flocculation Aids " Journal AWWA, Marzo, 1957.
- 13.- HUDSON, H.E. Jr. & Wolfner, J.P.; " Design of Mixing - and Flocculating Basins ", Journal AWWA, Octubre, - -- 1967.
- 14.- VRALLE, L. & Jorden, R.M.; " Rapid Maxing in Water - - - Treatment ", Journal AWWA, Enero, 1971.

- 15.- ARBOLEDA, V.J. & Richter, C.A.; " Filtración Ascendente y Descendente, Aspectos Operacionales y de Proyecto ", División de Purificación del Agua, DIPA-AIDIS, - Separata de la Revista Acodal, Bogotá, Junio, 1980.
- 16.- RUIZ P.G. & Yudin, P.M.; " Gradientes de Velocidad en Filtración Granular ", División de Purificación del -- Agua, DIPA-AIDIS, Separata de la Revista Acodal, Bogotá, Febrero, 1981.
- 17.- Di BERNARDO, L. & Cleasby, J.L.; " Experimental Comparison of Declining Rate and Constant Rate Filtración " División de Purificación del Agua, DIPA-AIDIS, Separata de la Revista Acodal, Bogotá, Febero de 1981.
- 18.- CLEASBY, John L.; " Prediction of Fluidification and Expansion for No Spheric Filter Media ", División de Purificación del Agua, DIPA-AIDIS, Separata de la Revista Acodal, Bogotá, Junio, 1980.
- 19.- YAO, K.M.; " Theoretical Study of High-Rate Sedimentation ", Journal WPCF, Febrero, 1970.
- 20.- LOAIZANA VIA, Jimmy; " Estudio del Salto Hidráulico - - como Unidad de Mezcla Rápida ", Tesis de Grado Master, U.A.N.L., Revista Agua Potable, Volúmen 3, No. 36, - - Editorial del Río Pánuco, S.A., Tampico, Tamps. Octubre, 1987.
- 21.- SUAREZ, S. Carlos; " Costo y tiempo en edificación " - 3ra. Edición, Editorial Limusa, México, 1985.

- 22.- Secretaría de Programación y Presupuesto; " Cifras de Nuevo León 1981 ", Gobierno del Estado de Nuevo León, Monterrey, N.L., 1984.
- 23.- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; - --
" Boletín Hidrológico No. 27, Cuencas de los Ríos Bravo y San Juan ", Dirección de Hidrología, México, 1970.
- 24.- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, In--
formación obtenida en la Delegación Nuevo León, de la-
SARH de los análisis de calidad de aguas de la cuenca -
del Río San Juan, Monterrey, N.L., 1986.
- 25.- ARBOLEDA, Valencia Jorge; " A New Approach to Treatment
Plant Design and Construction in Latin America ", - --
Journal AWWA, Julio, 1986.

5.90

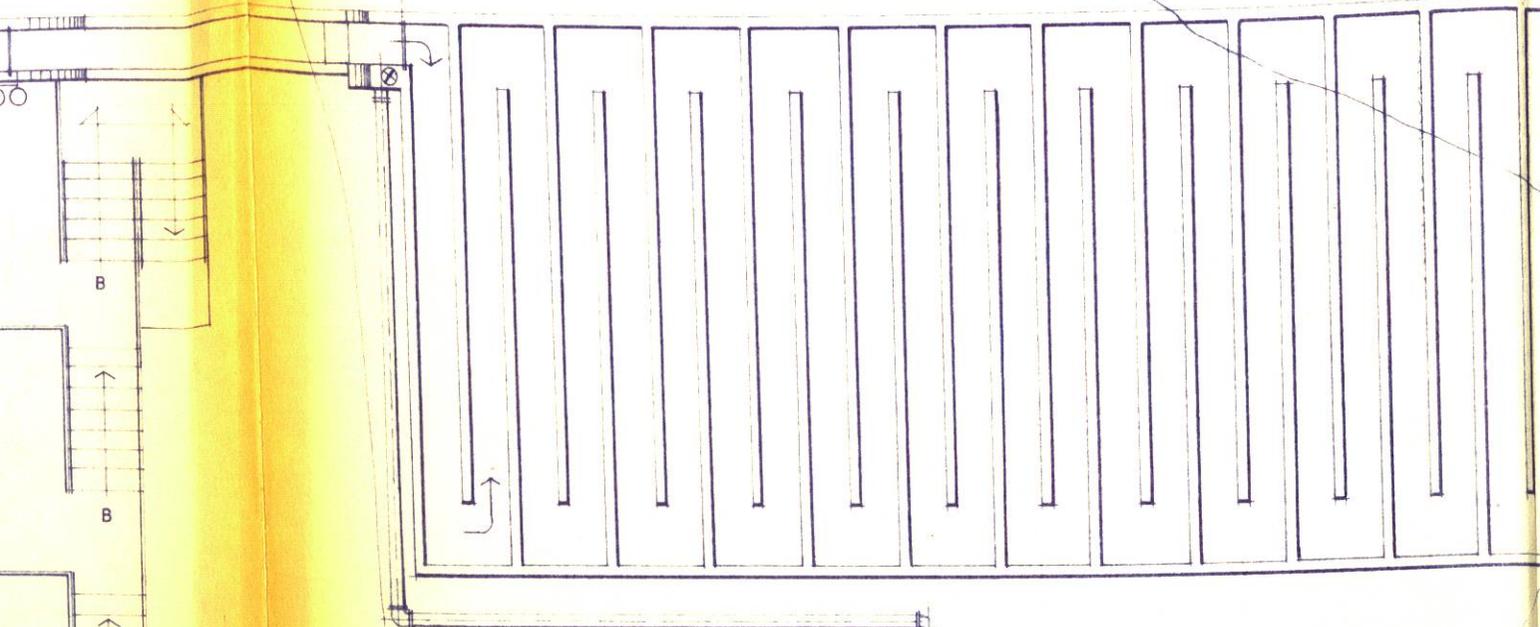
20.15

MEZCLA RAPIDA No. 2

TANQUE FLOCULADOR No. 1

99.00

99.50



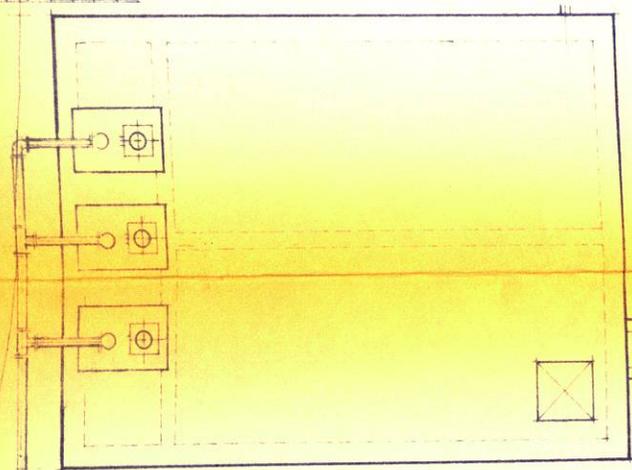
1.70

B

MURO DE CONTENCION

5.60

1.70



CARCAMO

CLORADOR

99.00

99.50

A RED DE DISTRIB.

1.50

7.60

1.80

17.275

PAVO

5.90

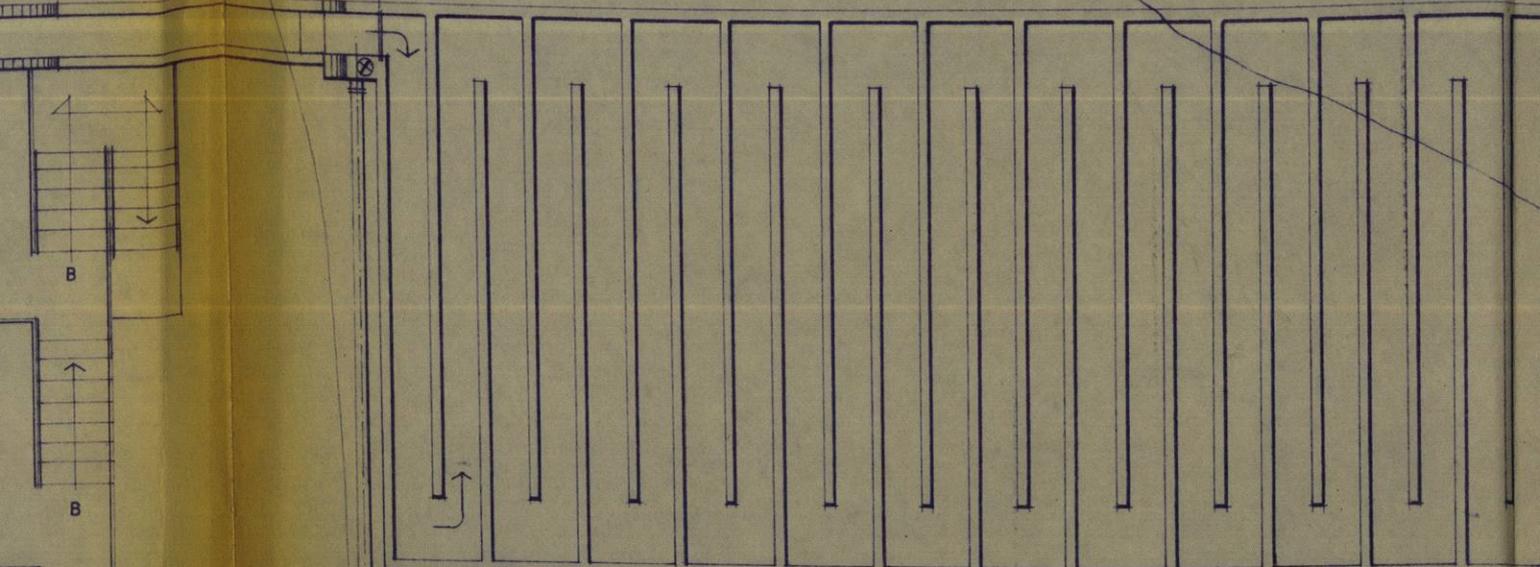
20.15

ZCLA RAPIDA No. 2

TANQUE FLOCULADOR No. 1

99.00

99.50



1.70

B

MURO DE CONTENCION

5.60

1.70

99.00

99.50

A RED DE DISTRIB.

CARCAMO

CLORADOR

1.80

1.50

7.60

17.275

70

