

O/F-331.9  
C 265  
3 etapa  
VI

32753



SISTEMA DE PROVISION DE AGUA POTABLE PARA LA  
CIUDAD DE FORMOSA

3a. ETAPA - AMPLIACION DEL ESTABLECIMIENTO POTABILIZADOR  
Informe N°5 - Anteproyecto Definitivo -Diseño Hidráulico

2a. PARTE

## Informe N° 5 - Anteproyecto Definitivo - Diseño hidráulico - 2a. Parte

### 1- INTRODUCCION

El presente informe contiene el diseño hidráulico y sanitario definitivo de la ampliación del establecimiento potabilizador.

En los puntos siguientes se muestran las principales conclusiones del trabajo, mientras que el detalle de los cálculos se encuentra en la Memoria de Cálculos Hidráulicos que se adjunta a este informe.

Asimismo se continúa con el dimensionamiento de las estructuras principales de la ampliación (cámara de carga, floculadores, decantadores, filtros y reservas)

Además de los gráficos que acompañan este informe, los planos de referencia son los numerados AP-01 al 03 (ver Informe N°3)

### 2- DISEÑO HIDRAULICO - SANITARIO

#### 2.1. Cámara de carga.

La cámara de carga, donde desemboca la cañería de 1,00m de diámetro de impulsión desde la obra de toma, tiene una sección interior de 2,00 x 2,00m. En lados opuestos de la cámara, se encuentran las salidas del agua cruda hacia el establecimiento actual y hacia la ampliación. Ambas salidas tendrán compuertas que permitan regular los caudales o aislar alguna de las partes del establecimiento.

Se ha previsto un desborde de esta cámara, el cual permitirá evacuar el exceso de agua bombeada en caso de producirse inconvenientes en el flujo a través del establecimiento.

## 2.2. Canales de aducción de agua cruda y medición de caudales

Desde ambas salidas de la cámara de carga parten los canales de aducción al establecimiento actual y a la ampliación. Cada canal llevará el agua cruda, a la cual se le han agregado los productos químicos, hasta los floculadores.

En cada canal se construirá una canaleta Parshall para medición de caudal y donde se agregarán los productos químicos, los cuales se dispersarán en el agua mediante la turbulencia que ocurre en la garganta de la canaleta.

## 2.3 Floculadores.

El canal de aducción de agua cruda desemboca perpendicularmente en el canal de distribución de agua a los floculadores, el cual ocupa todo el ancho de los floculadores. El agua ingresa a cada uno de los floculadores a través de una compuerta, lo cual ocasiona una pérdida de carga suficiente para asegurar una razonable equirrepartición de caudales.

Se han proyectado 6 floculadores, cada uno de 3,70 m de ancho libre por 14,80m de longitud útil. En el diseño de los floculadores se han introducido algunas modificaciones con respecto a lo establecido en el Informe N°3. En efecto, como resultado del cálculo del gradiente necesario del agua para una correcta floculación se ha visto la necesidad de cambiar dos parámetros básicos :

- el tiempo de retención será de 15 minutos, en lugar de los 20 minutos establecidos.
- los floculadores hidráulicos serán del tipo de circulación horizontal entre las chicanas y no del tipo vertical como se había fijado.

En consecuencia, el tirante de agua en los floculadores será de 2,40m en lugar del valor adoptado anteriormente de 3,20m. Como el lugar destinado a las ampliaciones no permite aumentar la longitud de los floculadores, fueron necesarios los cambios mencionados. En la Memoria adjunta se comprueba que los floculadores así diseñados cumplirán adecuadamente

con su función en el proceso potabilizador.

Las chicanas o pantallas se construirán con tablas de madera dura, que irán encajadas en recatas colocadas en el piso del floculador y, en su extremo superior, unidas a un tirante de madera transversal al floculador.

El agua floculada pasa a los decantadores a través de orificios en la pared divisoria entre floculadores y decantadores.

#### 2.4 Decantadores.

Tal como se estableció en el Informe N°3, se han proyectado 3 decantadores simples acelerados con placas inclinadas, de 7,00m x 24,00 cada uno.

No han habido cambios con respecto al mencionado informe, por lo cual sigue siendo válida la descripción de los decantadores en él contenida.

#### 2.5. Filtros

El agua proveniente de los decantadores es recogida en el canal de agua decantada que desemboca en el canal de alimentación a los filtros, a los cuales ingresa a través de cañerías con válvulas de cierre.

Como no se han ejecutado cambios en el diseño de los filtros, sigue siendo válida la descripción que de ellos se hace en el Informe N° 3.

#### 2.6. Reservas de agua tratada.

Se mantienen las características de las reservas (actuales y futuras) que se han consignado en el Informe N°3.

#### 2.7. Desagües del establecimiento

El desborde de la cámara de carga, los barros de los decantadores, el agua de lavado de los filtros y los demás efluentes de la nueva planta serán evacuados a través de cañerías que conducirán los líquidos hasta la cañería de desagüe existente y, por medio de ella, hasta el río Paraguay.

## 2.8. Impulsión del agua tratada al consumo.

De acuerdo al Acta del 19-11-87 (adjunta al Informe N°4) se convino con la Provincia que la nueva estación elevadora de agua potable tuviera capacidad para bombear el total de producción del establecimiento ampliado o sea el caudal final de diseño de  $4.800 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Dicho bombeo se realizará mediante tres electrobombas de eje vertical de cámara húmeda, que se ubicarán sobre la nueva reserva de agua tratada.

La impulsión se hará directamente a la red o al tanque elevado existente o a ambos lugares. La decisión al respecto se tomará una vez realizado el estudio del plan director de la red de distribución.

En el momento actual, a efectos de estimar la altura de elevación de las bombas, se supondrá un bombeo al tanque elevado existente. Los valores así calculados deberán ajustarse con los resultados del estudio mencionado.

El caudal de las bombas a colocar inicialmente no tiene que ser el caudal final de diseño, sino el necesario para cubrir la demanda máxima hasta el fin de la vida útil de las bombas, oportunidad en la cual se cambiarán los equipos por otros de mayor capacidad. Si suponemos que el establecimiento, ampliando parcialmente, comienza a operar en el año 1990 se ve que las bombas deberán ser cambiadas en el año 2005 (vida útil de los equipos electromecánicos: 15 años).

Para el año mencionado, la demanda máxima es de  $3300 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $0,916 \text{ m}^3/\text{s}$ ) por lo cual colocarán inicialmente 3 bombas (2 en funcionamiento y 1 de reserva) de  $0,458 \text{ m}^3/\text{s}$  cada una. Las cañerías y válvulas en la impulsión de cada bomba serán las correspondientes al caudal final de diseño o sea  $2400 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $0,666 \text{ m}^3/\text{s}$ ) para cada una.

## 3- CONCLUSIONES

A continuación se muestra el perfil hidráulico resultante, para el caudal final de diseño de  $4.800 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $0,875 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Puede verse que, con respecto al perfil hidráulico estimado en el Informe N° 3, la diferencia

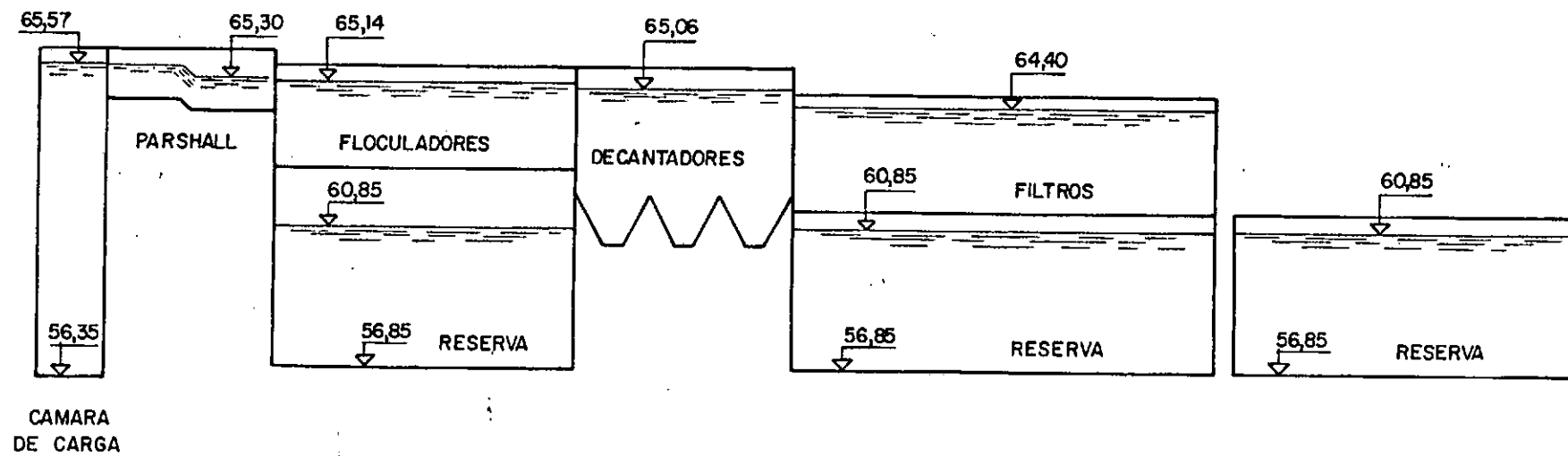
en la pérdida de carga complexiva de la planta es de + 0,07m lo cual es un valor perfectamente aceptable.

Asimismo, se adjunta una gráfico del perfil hidráulico de la ampliación del establecimiento.

Perfil hidráulico para  $Q = 3150 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $0,875 \text{ m}^3/\text{s}$ )

- Nivel máximo de agua en reservas		+ 60,85
- Pérdida de carga en filtros y salto hidráulico	3,55 m	
- Nivel de agua en filtros		+ 64,40
- Pérdida de carga en entrada a filtros, canal de distribución a filtros y canal de recolección de agua decantada	0,06 m	
- Nivel de agua en el comienzo del canal de recolección de agua decantada		+ 64,46
- Pérdida de carga en cañerías de salida de agua de los decantadores y salto hidráulico	0,60 m	
- Nivel de agua en decantadores		+ 65,06
- Pérdida de carga en floculadores hidráulicos	0,08 m	
- Nivel de agua en la cabecera de los floculadores		+ 65,14
- Pérdida de carga en la entrada a floculadores y en canales de distribución y aducción de agua	+ 0,16 m	
- Nivel de agua debajo de la canaleta Parshall		+ 65,30
- Pérdida de carga en la canaleta Parshall	+ 0,21 m	
- Nivel aguas arriba de la Parshall		+ 65,51
- Pérdida de carga en salida de la cámara de carga	+ 0,06 m	
- Nivel de agua en cámara de carga		+ 65,57
total	4,72 m	

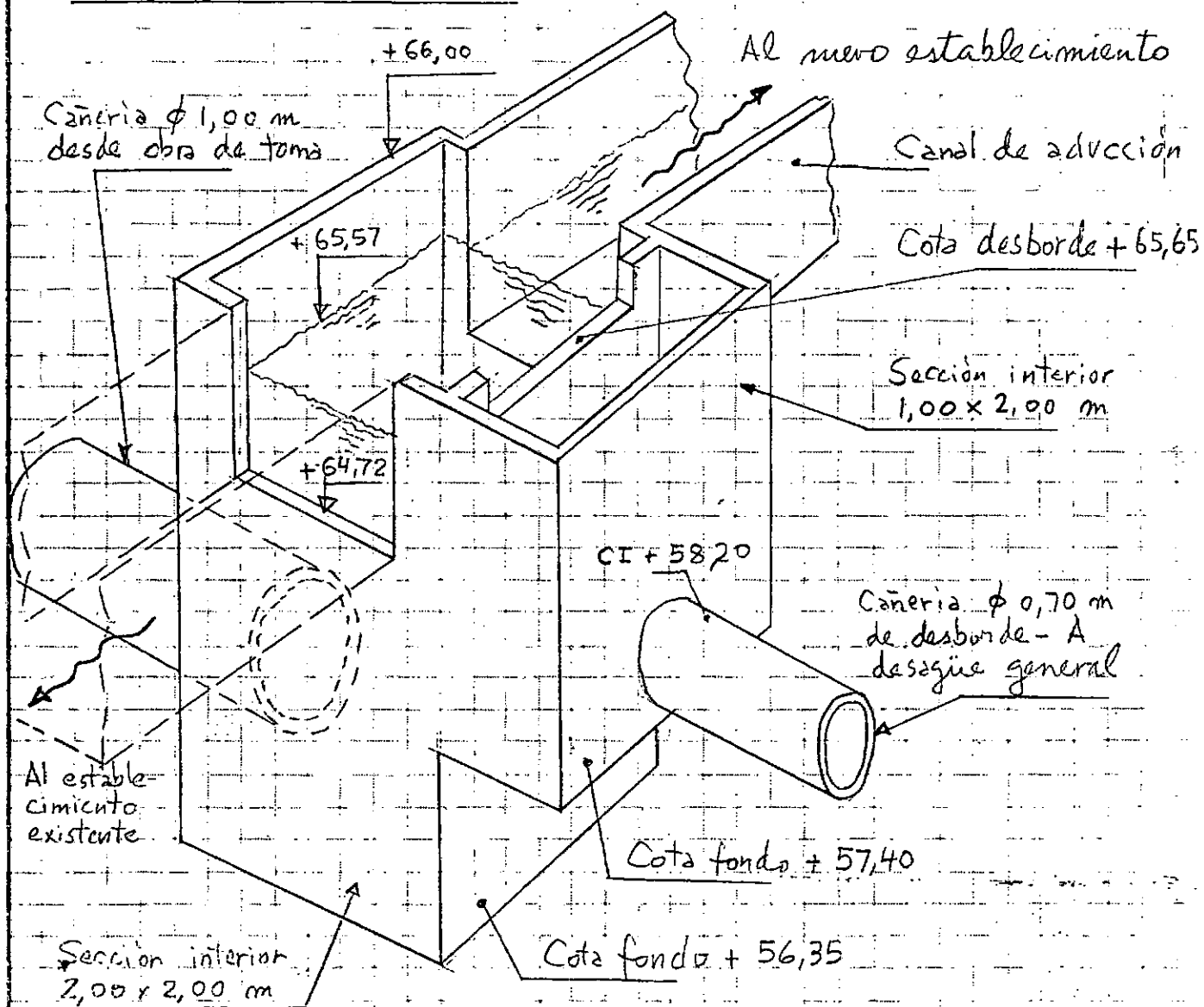
## PERFIL HIDRAULICO DE LA AMPLIACION DEL ESTABLECIMIENTO





## MEMORIA DE CÁLCULOS HIDRAÚLICOS

### 1- CÁMARA DE CARGA



Sección horizontal de la Cámara de carga :  $4 \text{ m}^2$

Caudal total de diseño  $4800 \text{ m}^3/\text{h} = 1,33 \text{ m}^3/\text{s}$

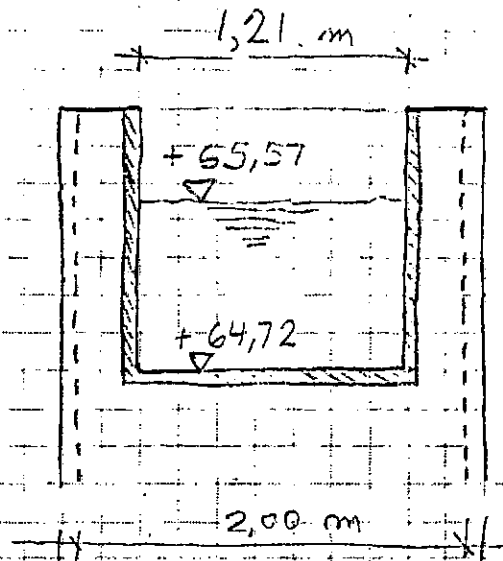
Velocidad en cámara de carga :  $0,33 \text{ m/s}$

Volumen cámara de carga :  $36,9 \text{ m}^3$

Tiempo de retención : 28 segundos

TAREA \_\_\_\_\_

La salida del agua al nuevo establecimiento se hace a través de una abertura con compuerta metálica.



\* Caudal del nuevo establecimiento  $3150 \text{ m}^3/\text{h} = 0,875 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad en abertura  $\frac{0,875}{1,21 \times 0,85} = 0,85 \text{ m/s}$

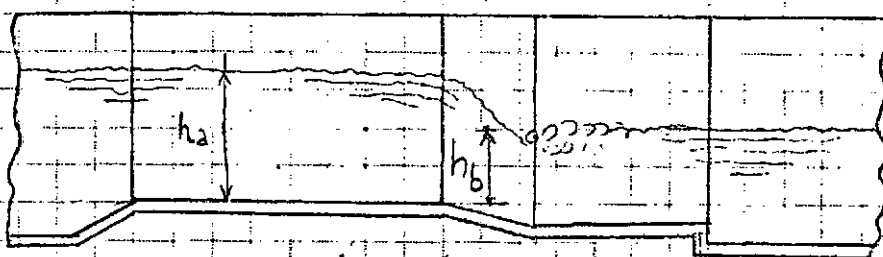
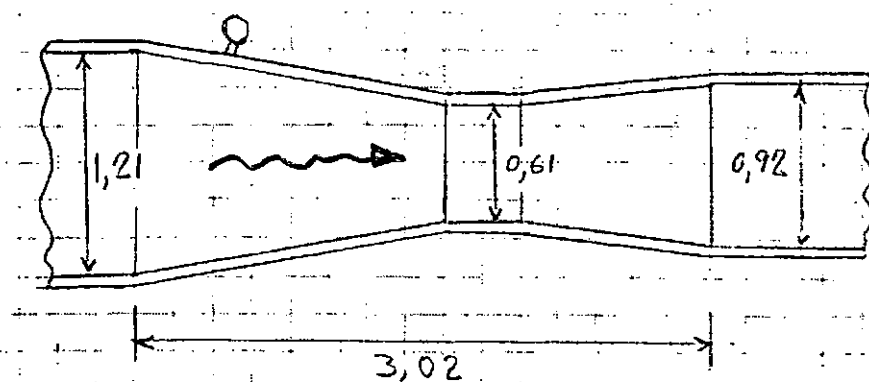
$\Delta h$  por pérdida en velocidad y embocadura

$$\Delta h = 1,50 \frac{v^2}{2g} \cong 0,06 \text{ m}$$

Pérdida de carga en salida de la cámara 0,06 m

## 2 - CANALETA PARSHALL

Se ha elegido una canaleta Parshall de garganta  $W = 610 \text{ mm}$ , cuyo rango de medición de caudales va desde  $0,012 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta  $0,937 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Según Ven Te Chow en su libro "Hidráulica de los Canales Abiertos" la fórmula del caudal es:

$$Q = 4 W h_a^{1,522} W^{0,026}$$

$W$  - ancho garganta en pies

$$W = 2 \text{ pies}$$

$h_a$  - en pies

$$Q = 3152 \text{ m}^3/\text{h} = 31 \text{ pie}^3/\text{s}$$

$h_b$  - en pies

$$h_a = 2,42 \text{ pies}$$

$Q$  - caudal en  $\text{pie}^3/\text{s}$

Para que la canaleta no trabaje sumergida; debe cumplirse que  $\frac{h_b}{h_a} \leq 0,70$ ;  $h_b = 1,70 \text{ pies}$

$$\Delta h = (2,42 - 1,70) \text{ pies} = \underline{0,21 \text{ m}}$$

Pérdida de carga en canaleta Parshall: 0,21 m

TAREA \_\_\_\_\_

3 - CANALES DE ADUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN

El canal de aducción de agua a los floculadores tiene una longitud de 13,00 y un codo a  $90^\circ$  (ver plano AP-01). Su sección es de 0,92 de ancho y 0,85 de tirante de agua.

$$Q = 0,875 \text{ m}^3/\text{s} ; V = 1,12 \text{ m/s}$$

Aplicando la formula de Bazin se puede calcular la pérdida de carga por fricción.

$$V = \frac{87 \sqrt{R \cdot I}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

$$\gamma = 0,16 \text{ [coeficiente]}$$

$$R = 0,298 \text{ m}$$

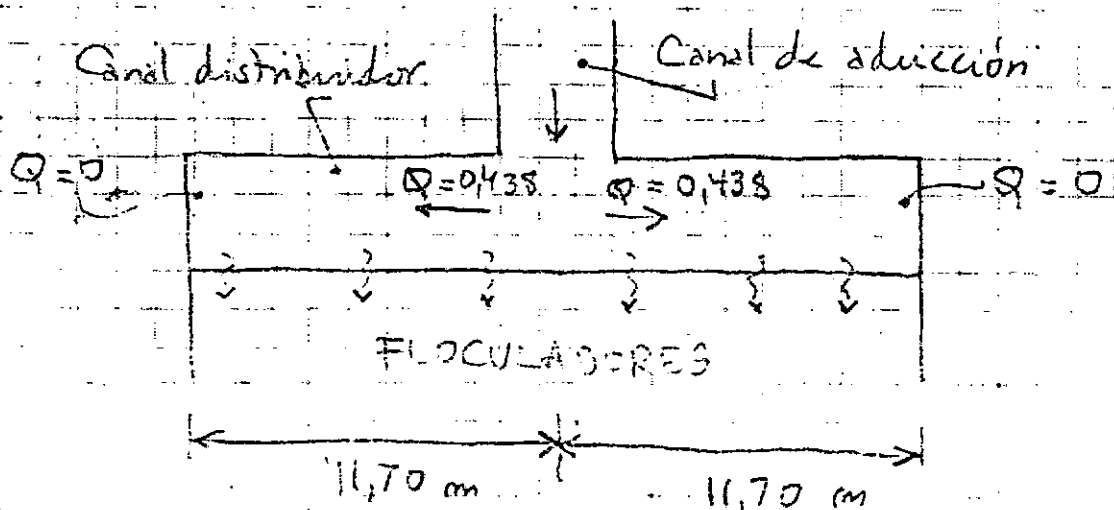
$$\sqrt{R} = 0,546$$

$$I = 0,00098$$

$$\Delta h_f = I \times 13 \text{ m} = 0,013 \text{ m}$$

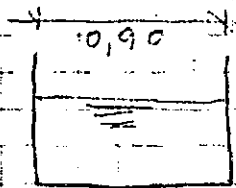
$$\text{En la curva } \Delta h = 0,25 \times \frac{V^2}{2g} \approx 0,017 \text{ m}$$

El canal distribuidor tiene el siguiente esquema



## TAREA \_\_\_\_\_

La pérdida de carga en cada mitad del canal distribuidor puede calcularse con un caudal  $Q_c = 0,55 \times 0,438 = 0,241 \text{ m}^3/\text{s}$



$$V_c = 0,31 \text{ m/s}$$

$$R = 0,294 ; \sqrt{R} = 0,542$$

Aplicando Bazin, con  $r = 0,16$ , se tiene  $I = 7,25 \times 10^{-5}$

Como  $L = 11,70$  se obtiene  $\Delta h \approx 0,001 \text{ m}$  ①

La entrada de agua a cada floculador se hará a través de una abertura de  $0,50 \text{ m}$  de ancho por  $0,30 \text{ m}$  de tirante de agua, provista de una compuerta.

$$Q_{\text{floculador}} = \frac{0,875}{6} = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{0,146}{0,5 \times 0,3} = 1,00 \text{ m/s}$$

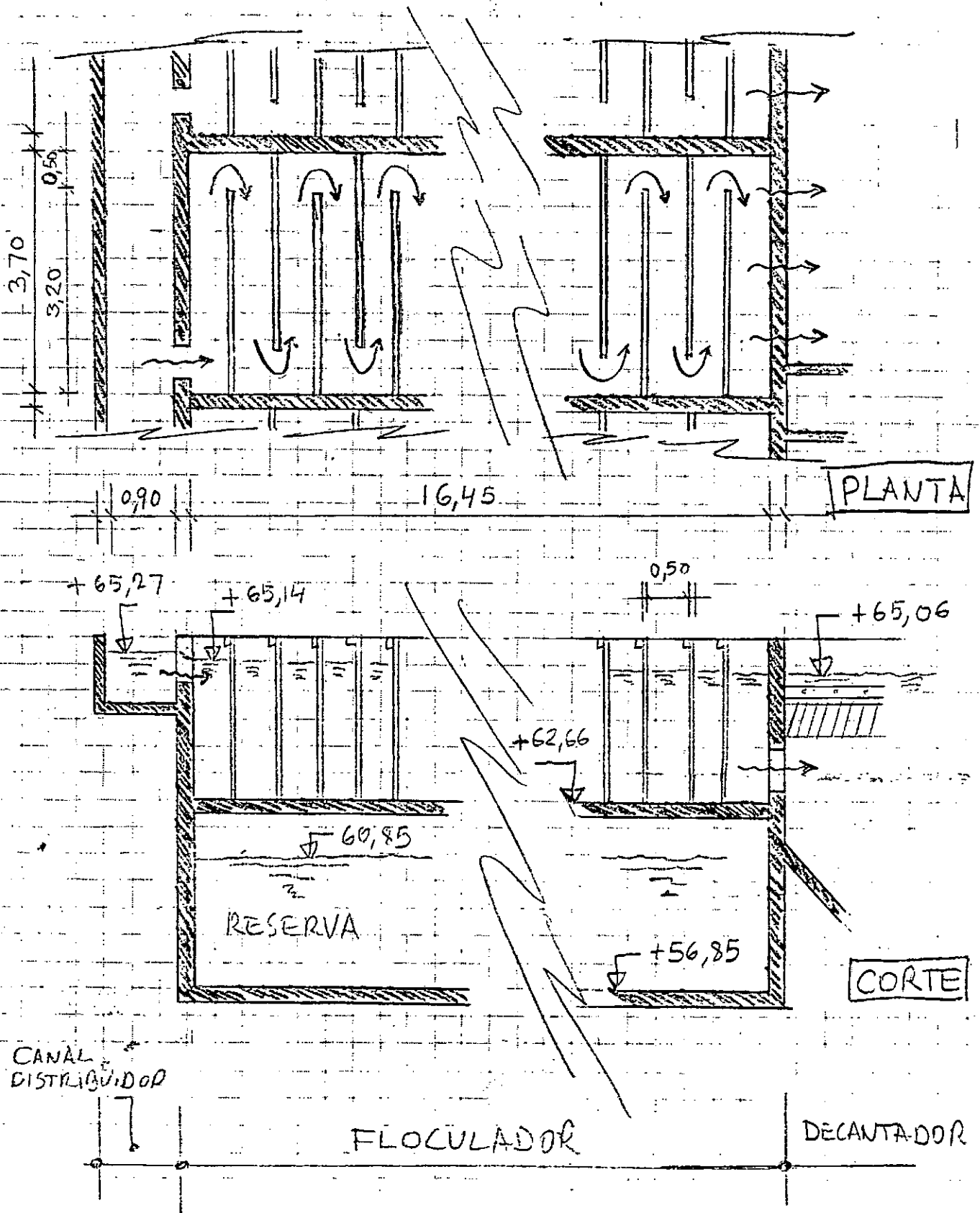
$$\Delta h = 2,6 \times \frac{V^2}{2g} = 0,13 \text{ m} \text{ ②}$$

La relación entre los valores ① y ② muestra que se producirá una razonable equirrepartición del caudal en los 6 floculadores.

Pérdida de carga en canal de aducción, canal de distribución y compuertas:  $0,013 + 0,017 + 0,13 = 0,16 \text{ m}$

TAREA \_\_\_\_\_

## 4- FLOCULADORES



Se han proyectado 6 floculadores hidráulicos, cada uno de los cuales tratará un caudal de  $0,146 \text{ m}^3/\text{s}$ . En el esquema de la hoja 6 se muestra la disposición de un floculador.

El flujo del agua recorre los canales formados por las chicanas separadas  $0,50 \text{ m}$  entre sí. Las chicanas están constituidas por tablas de madera dura colocadas verticalmente. Estas chicanas (con un espesor de  $5 \text{ cm}$ ) se insertan en recatas colocadas en el fondo del floculador y, en su extremo superior, se unen a un tirante de madera transversal al floculador.

La longitud útil del floculador será la siguiente:

30 canales de  $0,50 \text{ m}$  de ancho:  $15,00 \text{ m}$   
La longitud total interior del floculador será su longitud útil más 29 pantallas o chicanas de  $0,05 \text{ m}$  de espesor.

$$L_{\text{TOTAL}} = 15,00 + 29 \times 0,05 = 16,45 \text{ m}$$

El tirante de agua mínimo es de  $2,40 \text{ m}$ . En consecuencia, el tiempo de actuación será el siguiente:

$$t = \frac{3,70 \text{ m} \times 15,00 \text{ m} \times 2,40 \text{ m}}{0,146 \text{ m}^3/\text{s}} = 912 \text{ s} \approx 15 \text{ min.}$$

Este es un valor perfectamente aceptable.

Seguendo el libro del ing. Arboleda (del CEPIS) en las páginas 128 y siguientes, se calculará el gradiente del agua.

$$V = \frac{0,146 \text{ m}^3/\text{s}}{0,50 \text{ m} \times 2,40 \text{ m}} = 0,122 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga en todo el recorrido será  $\Delta h = h_1 + h_2$

$$h_1 = K N \frac{V^2}{2g}$$

N - N° de tramos = 30

K - Coeficiente = 3

$$h_1 = 0,068 \text{ m}$$

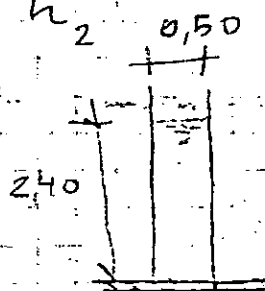
Aplicando Bazin se puede calcular  $h_2$

Longitud tramo = 3,20 m

$$R = 0,226$$

$$\gamma = 0,85 \text{ (pared irregular)}$$

$$V = \frac{87 \sqrt{RI}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$



$$h_2 = N \times 3,20 \times I ; I = 0,000067$$

$$h_2 = 0,006 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,068 + 0,006 \approx 0,08 \text{ m}$$

Pérdida de carga en floculadores: 0,08 m



De acuerdo al gráfico 3-23 del libro mencionado se tendrá un gradiente de  $26 \text{ seg}'$ , valor aceptable.

El agua floculada pasa a los decantadores a través de 4 orificios (en cada floculador) de  $0,50 \times 0,50 \text{ m}$ . La velocidad en los orificios es de  $0,146 \text{ m/s}$ , valor que es menor que el límite de  $0,15 \text{ m/s}$  según Arboleda (pág. 224).

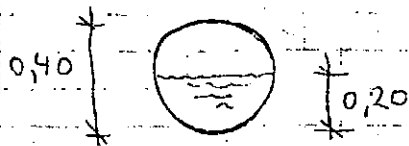
### 5 - DECANTADORES

La velocidad del agua a través de la sección vertical útil del decantador ( $7,00 \times 0,70$ ) es de  $0,06 \text{ m/s}$  para un caudal de  $0,292 \text{ m}^3/\text{s}$  en cada decantador. En consecuencia, la pérdida de carga en el decantador es despreciable.

La salida del agua decantada se hará a través de cámaras longitudinales con orificios (ver planos AP-02 y 03).

Se han proyectado 7 caños de diámetro  $0,40 \text{ m}$  con orificios de  $0,015 \text{ m}$  de diámetro. Estos caños trabajarán con media sección llena y una pendiente que se calculará a continuación.

## TAREA



El caudal es variable a lo largo del caño, desde  $Q = 0$  hasta  $Q = \frac{0,292}{7} = 0,0417 \text{ m}^3/\text{s}$

Usaremos un caudal de cálculo  $Q_c = 0,0417 \times 0,55$

$$Q_c = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,0628 \text{ m}^2$$

$$V = 0,366 \text{ m/s}$$

$$R = 0,10 ; \sqrt{R} = 0,316$$

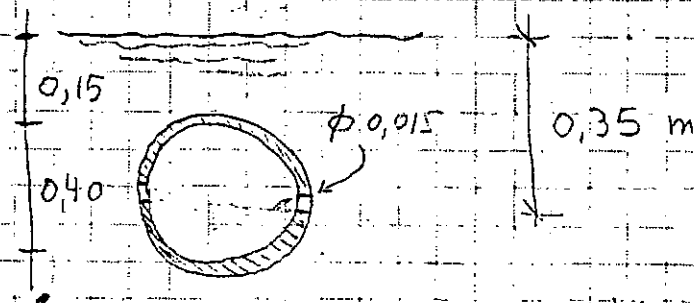
$$V = \frac{87 \sqrt{RI}}{1 + \frac{r}{\sqrt{R}}}$$

$$r = 0,16$$

$$I = 0,0004$$

$$I \times L = I \times 24,50 = 0,01 \text{ m}$$

Calcularemos el número de orificios. El caudal que pasa a través de un orificio es:



$$Q = KS \sqrt{2gh}$$

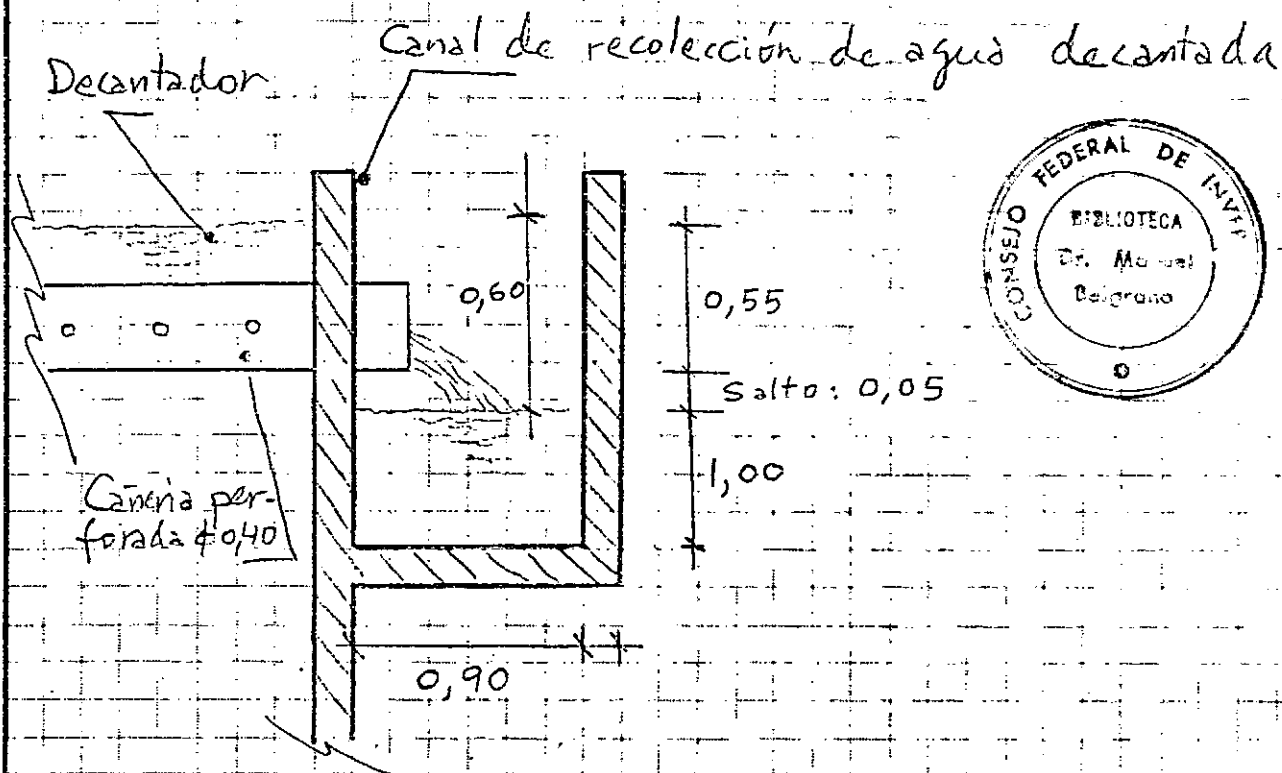
$$K = 0,62 ; h = 0,35 \text{ m}$$

$$S = 0,000177 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,000287 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Cantidad orificios} = \frac{0,0417}{0,000287} = 146$$

Tendremos entonces 73 orificios de cada lado, separados 0,33 m y colocados al trespelillo.

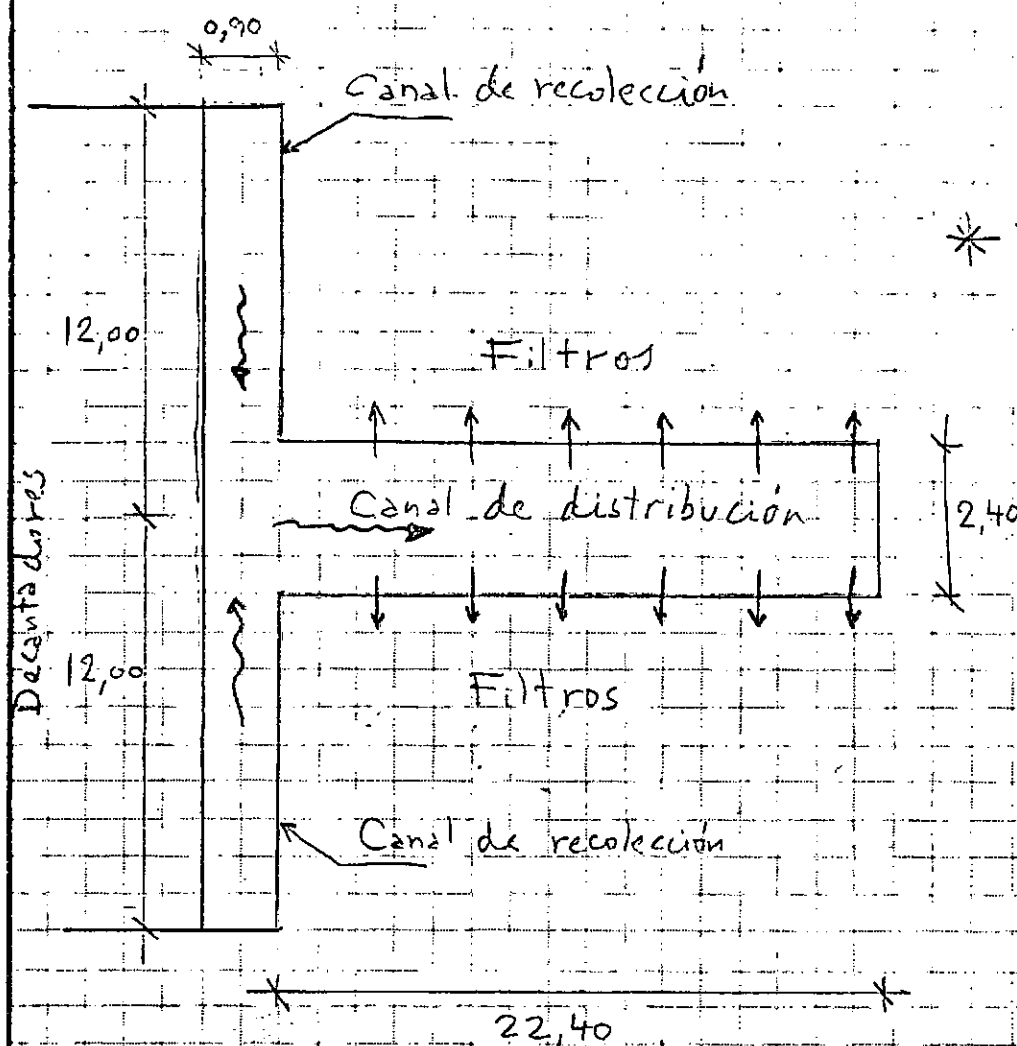


Entre el invertido del caño  $\phi 0,40$  y el pelo de agua en el canal de recolección se dejará un salto hidráulico de 0,05 m.

Pérdida de carga entre decantadores y las cabezas de los canales de recolección: 0,60 m.

## 6 - FILTROS

El agua decantada cae en los dos canales de recolección y luego en el canal de distribución a los filtros, desde el cual entra en cada unidad filtrante por medio de una cámara con válvula mariposa (ver planos AP-02 y 03).



\* Tirante de agua  
en los canales:  
1,00 m

\* Canal de recolección

$$Q_{\text{inicial}} = 0$$

$$Q_{\text{final}} = 0,438 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{calculo}} = 0,55 Q_f = 0,241$$

$$L = 12,00 \text{ m} ; V = 0,268 \text{ m/s} ; R = 0,31 ; r = 0,16$$

Aplicando Bazin  $I = 0,00005 ; \Delta h \approx 0$

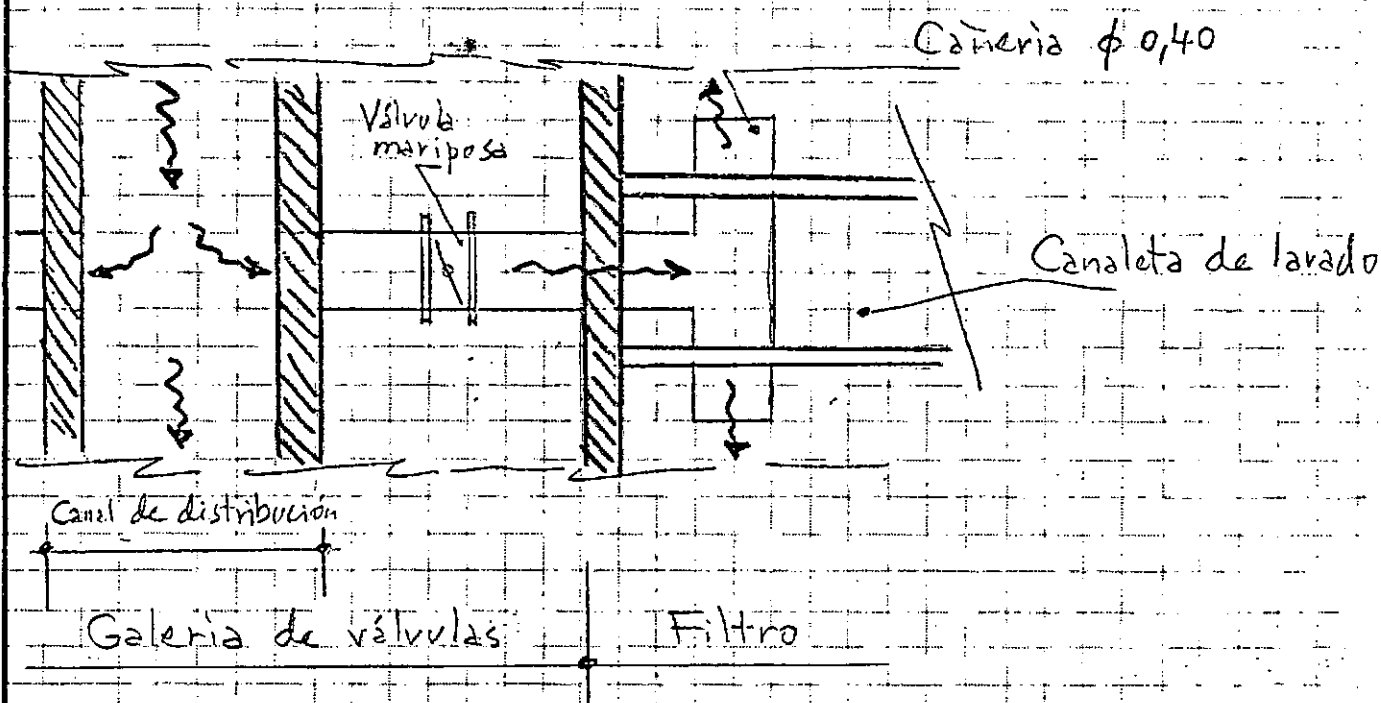
\* Canal de distribución

$$Q_i = 0,875 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_f = 0 ; Q_{\text{calculo}} = 0,55 \times Q_i = 0,48$$

$$L = 22,40 ; V = 0,20 ; R = 0,545 ; r = 0,16$$

Aplicando Bazin  $I = 0,0000143 ; \Delta h \approx 0$

\* Para la puesta en velocidad en el canal de recolección y para la curva de unión de los canales, se adopta  $\Delta h = 0,03 \text{ m}$



Caudal de c/filtro :  $0,073 \text{ m}^3/\text{s}$

$\phi$  cámara :  $0,40 \text{ m}$

$V = 0,58 \text{ m/s}$

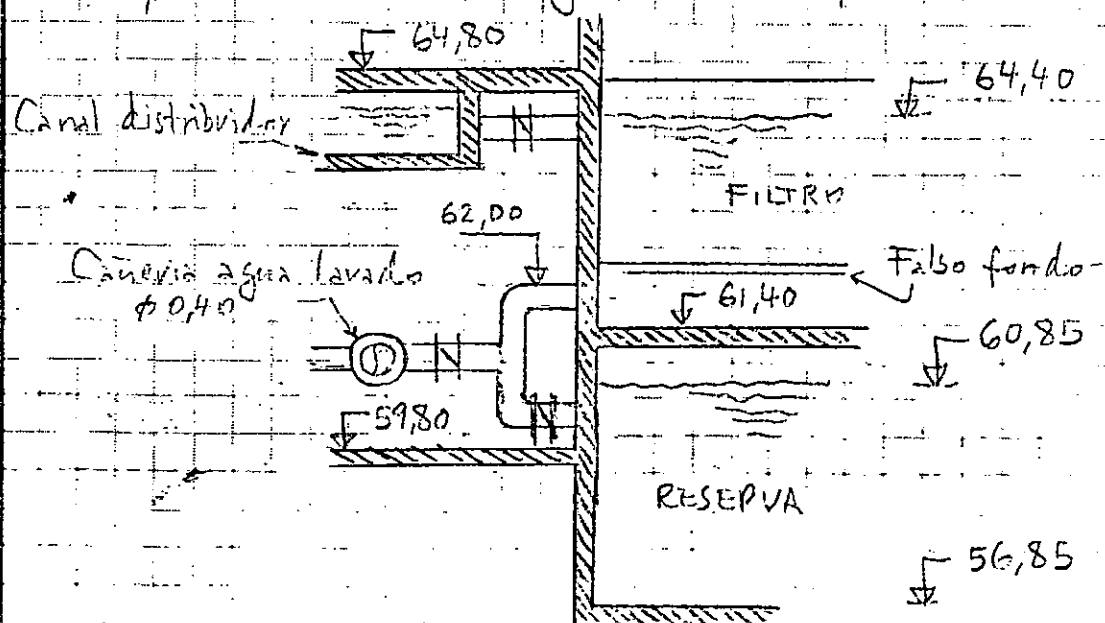
Para pérdidas en embocadura, válvula mariposa, curva y desembocadura se adopta  $\Delta h = 0,03 \text{ m}$

Pérdida de carga en canales de recolección y distribución y en entrada a filtro :  $0,06 \text{ m}$

Las reservas de agua tratada bajo los floculadores y los filtros tendrán su desborde a nivel +60,85, que es el mismo nivel de desborde de las reservas existentes.

Se ha adoptado, para el pelo de agua en los filtros nuevos, el nivel +64,40 que coincide con el nivel de agua de los filtros existentes.

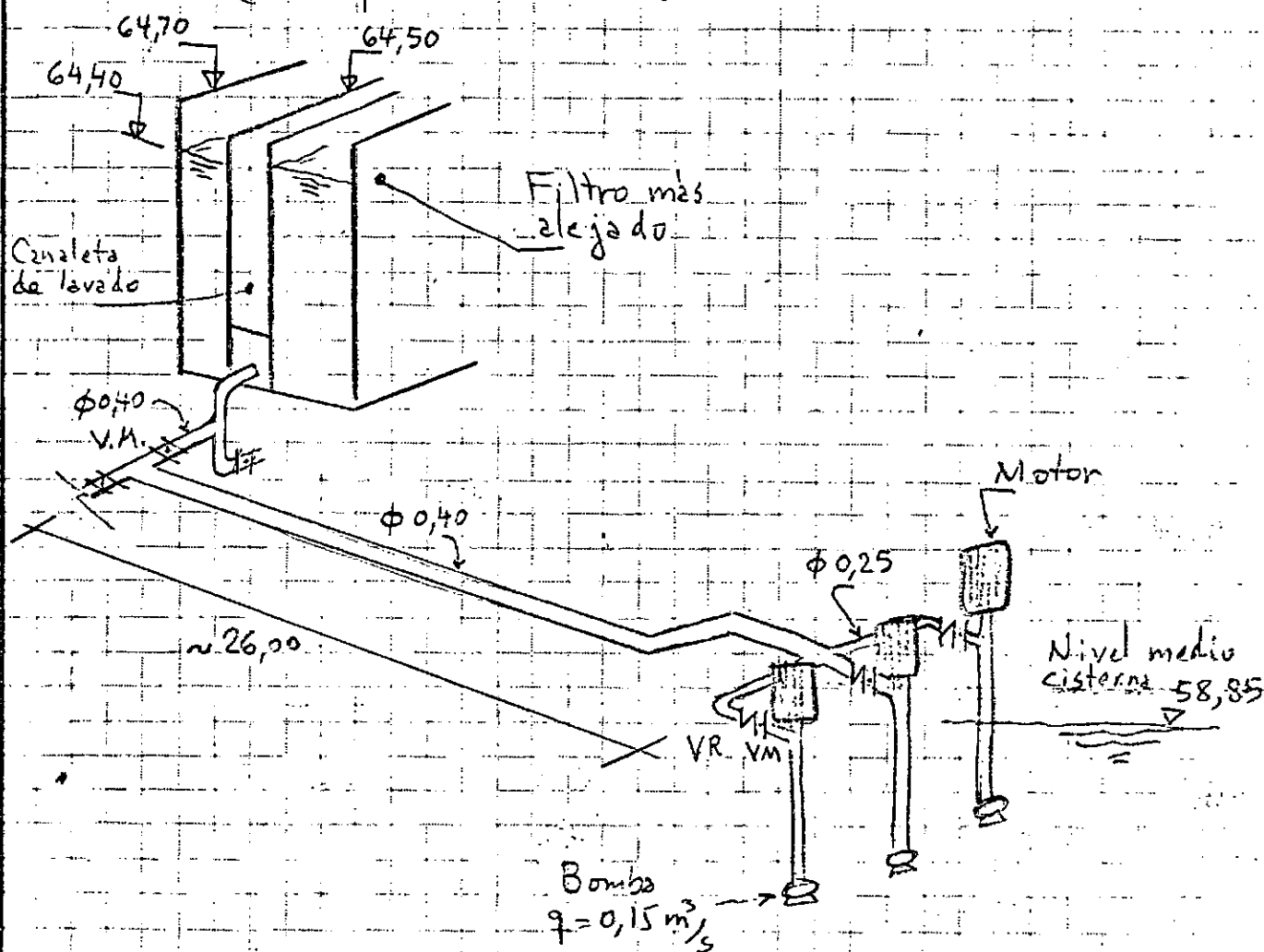
El salto  $64,40 - 60,85 = 3,55$  m entre el agua en los filtros y en la reserva es suficiente para la operación de los filtros. En el esquema siguiente se ve que la diferencia entre el agua en los filtros y el intrados de la cámara de salida es de 2,40 m, que es el valor máximo de pérdida de carga en los filtros.



TAREA \_\_\_\_\_

7 - LAVADO DE FILTROS

El lavado de los filtros se realizará por medio de electrobombas verticales, de cámara húmeda, colocadas sobre la cámara reserva de agua tratada (ver plano AP-01)



$$Q_{\text{lavado}} : 0,300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi : 0,40 \text{ m}$$

$$V = 2,40 \text{ m/s}$$

## TAREA \_\_\_\_\_

- Pérdida por fricción en cañería  $\phi 0,40$

$$L = 26,00 \text{ m} ; I = 0,0117$$

$$\Delta h_1 = 0,31 \text{ m}$$

- Pérdidas localizadas en cañería  $\phi 0,40$

$$(2) \text{ codos } 45^\circ \quad K = (2) \times 0,20$$

$$(3) \text{ codos } 90^\circ \quad K = (3) \times 0,40$$

$$(1) \text{ Válvula mariposa } K = (1) \times 0,25$$

$$\Delta h_2 = \sum K \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = 0,55 \text{ m}$$

- Pérdida por fricción en cañería  $\phi 0,25$

$$Q = 0,15 \text{ m}^3/\text{s} ; V = 3,05 \text{ m/s}$$

$$I = 0,032 ; L = 3 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 0,10 \text{ m}$$

- Pérdidas localizadas en cañería  $\phi 0,25$

$$(2) \text{ codos } 90^\circ \quad K = (2) \times 0,40$$

$$(1) \text{ válvula mariposa } K = (1) \times 0,25$$

$$(1) \text{ válvula retención } K = (1) \times 2,00$$

$$\Delta h_4 = \sum K \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta h_4 = 1,45 \text{ m}$$

$$\boxed{\sum \Delta h_i = 2,41 \text{ m}}$$

- Diferencia de cota entre borde de la conoleta de lavado y nivel medio de la cisterna

$$\boxed{64,50 - 58,85 = 5,65 \text{ m}}$$



TAREA \_\_\_\_\_

Prop. \_\_\_\_\_

Fecha \_\_\_\_\_

Rev. \_\_\_\_\_

Fecha \_\_\_\_\_

Resumen

Pérdidas de carga

2,41 m

Diferencia cota

5,65 m

Altura para fricción en el  
lecho, boquillas y remanente  
de carga

~ 3,00 m

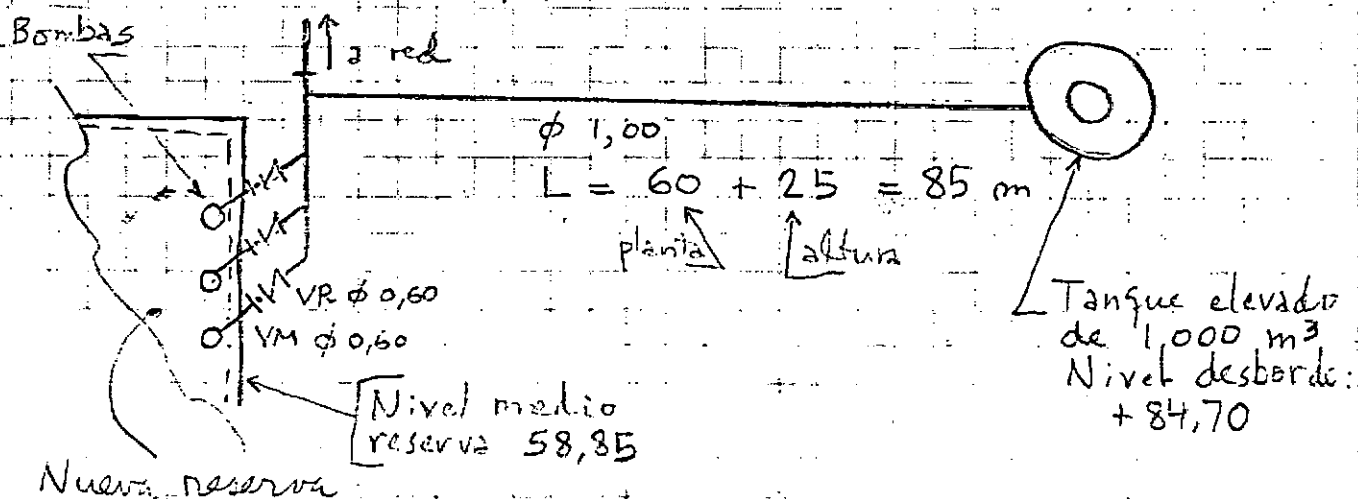
11,06 m

Altura de bombas de levado

11,00 m.c.a.

8 - IMPULSIÓN AL CONSUMO

Para determinar la altura de elevación de las bombas, se supone que ellas elevarán el agua tratada al tanque elevado existente. De acuerdo a los resultados del estudio de la red de distribución de la ciudad de Formosa deberá ajustarse el valor aquí calculado.



## TAREA \_\_\_\_\_

Caudal final de diseño  $Q = 4800 \text{ m}^3/\text{h} = 1,33 \text{ m}^3/\text{s}$

- Pérdida por fricción en cañería  $\phi 1,00 \text{ m}$

$$Q = 1,33 \text{ m}^3/\text{s} ; V = 1,70 \text{ m/s}$$

$$L = 85 \text{ m} ; I = 0,002$$

$$\Delta h_1 = 0,17 \text{ m}$$

- Pérdidas localizadas en cañería  $\phi 1,00 \text{ m}$

(2) Codos  $90^\circ$

$$\Delta h_2 = (2) \times 0,4 \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = 0,12 \text{ m}$$

- Pérdida en impulsión de una bomba

$$Q = 0,666 \text{ m}^3/\text{s} ; \phi 0,60 \text{ m}$$

$$V = 2,35 \text{ m/s}$$

$$(1) \text{ Válvula mariposa } K = (1) \times 0,25$$

$$(1) \text{ Válvula retención } K = (1) \times 2,00$$

$$(1) \text{ Codo } 45^\circ K = (1) \times 0,20$$

$$\Delta h_3 = \sum K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta h_3 = 0,69 \text{ m}$$

$$\sum \Delta h_i = 0,98 \text{ m}$$

$$\text{Diferencia geométrica } 84,70 - 58,85 = 25,85 \text{ m}$$

$$\text{Altura de elevación de bombas : } 26,83 \approx 27,00 \text{ m.c.a.}$$

TAREA \_\_\_\_\_

Caudal (demanda) máximo para el 2005:  $3300 \text{ m}^3/\text{h} = 0,917 \text{ m}^3/\text{s}$

Haciendo un cálculo similar al anterior, se tendrá:

$$\sum \Delta h_i = 0,45 \text{ m}$$

Diferencia geométrica: 25,85 m

Altura de elevación de bombas:  $26,30 \approx 26,50 \text{ m.c.t.}$

## 9 - DESAGÜES

Los desbordés de la cámara de carga y de las reservas, los barridos de los sedimentadores, el agua de lavado de los filtros y los demás efluentes residuales de la ampliación del establecimiento nuevo serán evacuados mediante cañerías de desagüe que desembocan en la cañería principal de desagüe existente, la cual llega al río Paraguay. En el plano AP-01 se muestra la disposición general de las cañerías de desagüe.

En la cámara de carga se ha previsto un vertedero de desborde para que, en caso de emergencia, pueda evacuarse hasta un tercio del caudal final de diseño.

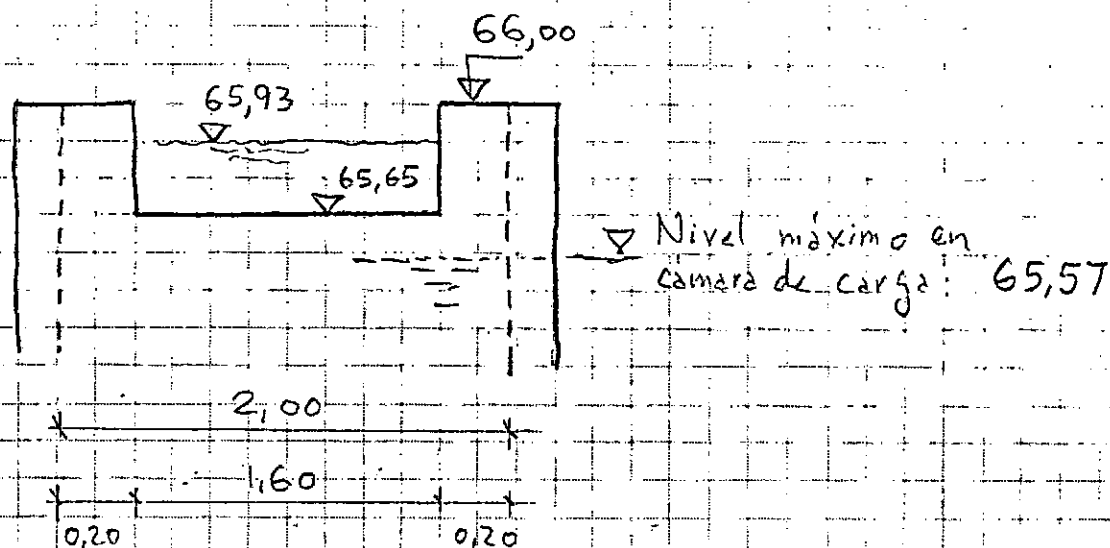
$$Q = \frac{1}{3} 4800 \text{ m}^3/\text{h} = 444 \text{ l/s}$$

Longitud del vertedero: 1,60 m

Caudal unitario: 278 l/s.m

## TAREA \_\_\_\_\_

De acuerdo al Manual Técnico del Agua, la cámara sobre el vertedero tendrá una altura de 0,28 m.



El agua de desborde es evacuada a través de una cámara  $\phi$  0,60 (ver páginas 1 y 21 de esta Memoria). Para un caudal de 444 l/s, esta cámara tendrá una pendiente del 3,2 % trabajando a sección llena. La cámara existente de  $\phi$  0,80 tiene una pendiente del 3,3 %, lo que asegura el escurrimiento del caudal de 0,444 m<sup>3</sup>/s.

Para el desagüe de decantadores y filtros, tomamos el caudal mayor, que corresponde al lavado de un filtro o sea 0,300 m<sup>3</sup>/s. Para una cámara  $\phi$  0,60 m, la pendiente a sección llena será del 1,7 %.

En la página siguiente se muestra el esquema del sistema de desagüe.

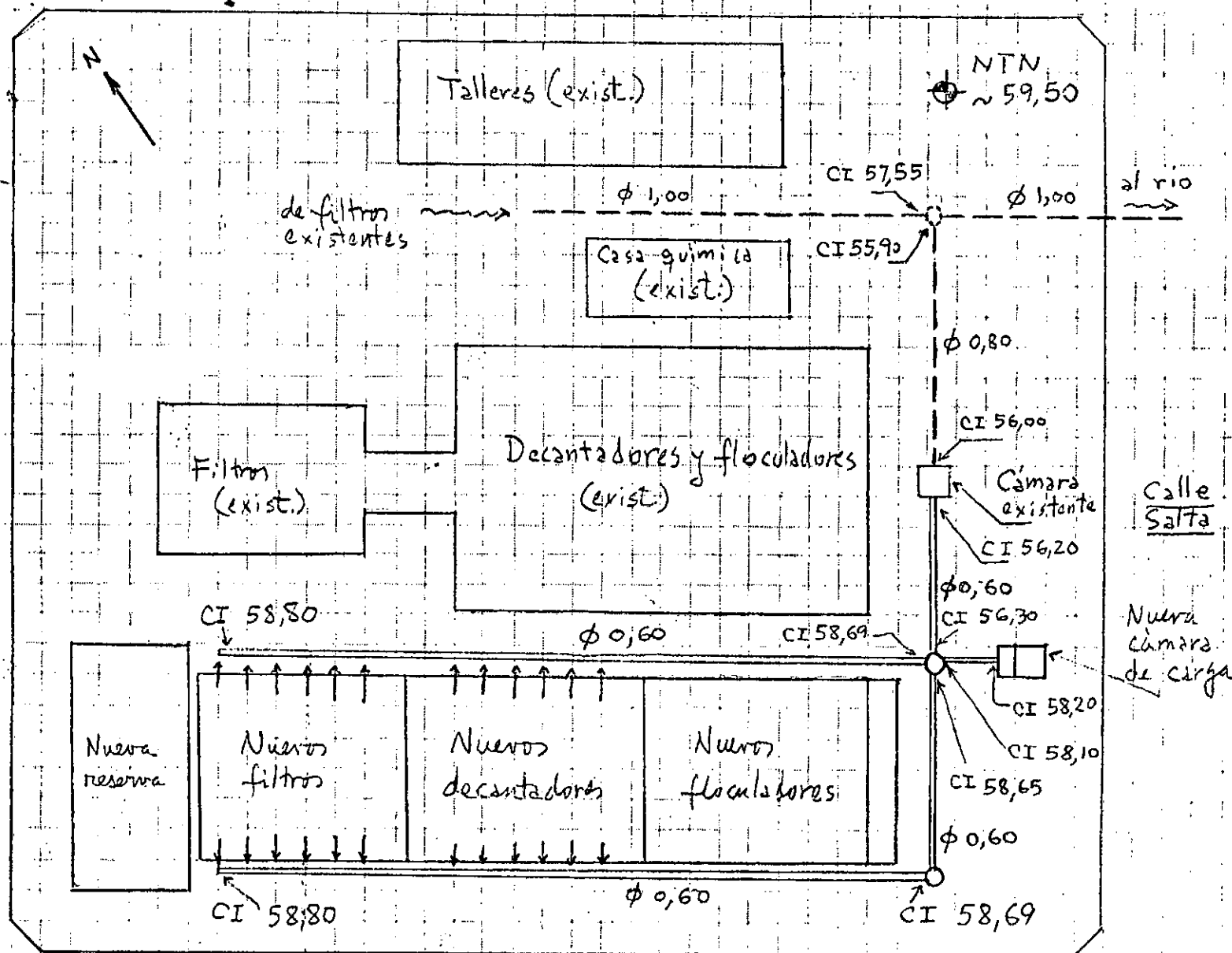
# Referencias.

--- Cañería existente

=== Cañería nueva

○ ○ B o a registro

CI Cota intradós



TAREA

Rev.

Facha

Prep.

Fecha

Hoja 21 de 21

C. F. I.
INGRESO
29/ FEB 1988
No. 697

Buenos Aires, 29 de Febrero de 1988

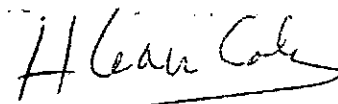
Señor Secretario General del  
Consejo Federal de Inversiones  
Ing. Juan José Ciácerá  
San Martín 871  
Buenos Aires

Ref.: Sistema de provisión de agua  
potable para la ciudad de For-  
mosa. 3a. etapa : Ampliación  
del establecimiento potabiliz-  
zador.

De mi consideración :

Tengo el agrado de adjuntar, para su consideración,  
el Informe N°5 "Anteproyecto definitivo - Diseño hidráulico - 2a. Parte",  
correspondiente al contrato de la referencia.

Sin otro particular, saludo a Ud. muy atentamente,



Ing. Herbert Lean Cole