



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES

611-10  
75

# PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA LA CIUDAD UNIVERSITARIA

Tesis en opción al grado de  
MAESTRO EN INGENIERIA CIVIL  
(Ingeniería Sanitaria)  
PRESENTADA POR EL

ING. ANTONIO LIST MENDOZA

MEXICO, D.F.  
1970

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## T E M A R I O

Consideraciones teóricas sobre los principios que rigen la se  
dimentación y el tratamiento biológico aerobio por medio de lo  
dos activados y filtros rociadores.

### 1. ANTECEDENTES

1.1 Demanda universitaria de agua para riego

1.2 Docencia e investigación

### 2. ESTUDIOS PRELIMINARES

### 3. ESTUDIOS Y CALCULOS

3.1 Estudios

3.2 Memoria de cálculo

CONSIDERACIONES TEORICAS SOBRE LOS PRINCIPIOS QUE RIGEN LA  
SEDIMENTACION Y EL TRATAMIENTO BIOLOGICO AEROBIO POR MEDIO  
DE LODOS ACTIVADOS Y FILTROS ROCIADORES.

I. SEDIMENTACION

Es una operacion de mucha utilidad en el tratamiento de agua y aguas negras y tiene su fundamento en la utilizaci3n de la fuerza gravitacional para remover del agua la materia m1s pesada.

En el tratamiento de aguas negras la sedimentaci3n se aplica:

- a) En los desarenadores, instalaci3n previa a las unidades de tratamiento y equipo de bombeo, con el fin de eliminar la materia inerte que pueda reducir la vida 3til del equipo instalado al actuar como abrasivo, o bien entorpecer procesos posteriores (Remoci3n de se

dimentos)

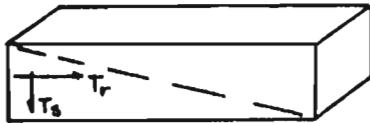
- b) En los sedimentadores primarios, como paso único al descargar el agua de desecho a alguna corriente, o previamente a otro tipo de tratamiento.
- c) En sedimentadores secundarios que remueven la materia transformada en algún otro proceso de tratamiento, para su eliminación definitiva o bien para recircular los sedimentos nuevamente a las unidades de tratamiento.

### 1.1. SEDIMENTACION DE PARTICULAS SEPARADAS:

Se acepta que las partículas separadas tienen una velocidad uniforme de sedimentación. De acuerdo con esto, teniendo un tanque de profundidad  $H$  con un volumen  $V$ , que relacionado con el caudal de entrada  $q$  da un tiempo de retención:

$$T_r = \frac{V}{q}$$

Se puede conocer por otra parte la velocidad de sedimentación  $V_s$ ; el tiempo de asentamiento  $T_s$  para la profundidad  $H$



es:

$$T_s = \frac{H}{V_s}$$

Teniendo un tanque; la condición para que una partícula alcance a sedimentarse dentro de este es:

$$T_s = T_r = \frac{H}{v_s} = \frac{V}{q} \quad (V = AxH)$$

$$\therefore \frac{H}{v_s} = \frac{AxH}{q}$$

Despejando y simplificando :  $v_s = \frac{q}{A}$

Con lo cual se demuestra que en este caso, el fenómeno de la sedimentación es independiente de la profundidad  $H$  del tanque.

Por otra parte en la sedimentación, la fuerza actuante  $F_i$ , es la aceleración de la partícula que cae en el seno del líquido.

Aplicando a este principio la 2ª. ley de Newton  $F = ma$  (a) Llamando  $\rho_s$  a la densidad de masa de la unidad de volumen de la partícula a sedimentar, esta en su masa total tendrá influencia de la densidad de masa del fluido  $\rho$ ; por otro lado  $g$  es la aceleración debida a la fuerza de gravedad y por consiguiente la ecuación (a) queda :

$$F_i = (\rho_s - \rho) \frac{\pi d^3}{6} g \quad (b)$$

El líquido por su parte opone una fuerza de resistencia  $F_D$  que es función de la viscosidad dinámica  $\mu$ , de la densidad de masa del fluido  $\rho$ , de la velocidad de sedimentación  $V_s$  y del diámetro  $d$  de la partícula:

$$F_D = f(V_s^x \rho^y \mu^z d^w) \quad (c)$$

Para encontrar el valor de esta relación se aplicará el teorema de Buckingham que establece: "Si existe una variable  $m_1$  que dependa de otras  $m_2, m_3, \dots, m_{n-1}, m_n$ . en una forma tal que pueda establecerse  $f(m_1, m_2, \dots, m_n) = 0$  existiendo  $n-1$ , dimensiones con que puedan medirse esas variables, es posible obtener un parámetro adimensional único, significativo en el fenómeno en estudio".

Aplicando este principio a la ecuación (c) y utilizando

las unidades fundamentales: de masa M, longitud L y tiempo T se tiene:

$$MLT^{-2} = K(L^x T^{-x} M^y L^{-3y} M^z L^{-z} T^{-z} L^w)$$

Expresando todas las variables para M, T y L en función de Z, se obtiene respectivamente:

$$\text{Para M} \quad y = 1 - z \quad (1)$$

$$\text{" T} \quad x = 2 - z \quad (2) \quad y$$

$$\text{" L} \quad 1 = x - 3y - z + w \quad (d)$$

Reemplazando (1) y (2) en (d)

$$w = 2 - z \quad \text{sustituyendo en (c)}$$

$$F_D = K(v_s^{2-z} \rho^{1-z} \mu^z d^{2-z}) = K(v_s^2 d^2 \rho) \left(\frac{d v_s \rho}{\mu}\right)^{-z}$$

$$\text{Haciendo } K = \frac{K_2}{K_1} \quad \frac{F_D K_1}{v_s^2 d^2 \rho} = K_2 \left(\frac{d v_s \rho}{\mu}\right)^{-z}$$

Llamando  $C_D$  al coeficiente de resistencia al arrastre

$$= \frac{K_1 F_D}{d^2 v_s^2 \rho} = f(R) \quad \text{donde } R = \text{Número de Reynolds} = \frac{v L \rho}{\mu}$$

Recordando ahora la ecuación de Newton, para la variación de la cantidad de movimiento:

$$F = \frac{M v_f - M v_i}{t} = M \left(\frac{v_f - v_i}{t}\right)$$

$$\text{si } v_i = 0 \quad F = M \frac{v_f}{t}$$

Por lo tanto si  $M_1 = K_3 v_s A \frac{w}{g}$  es la masa de fluido afectada en la unidad de tiempo y es proporcional según se indica en la expresión anterior a la velocidad  $v_s$ ; al área de la partícula y a la densidad de masa  $\rho$ .

Se tiene también que al caer la partícula mueve al líquido con una velocidad  $v_n = k_4 v_s$  y por consiguiente:

$$F_D = K_3 v_s A \frac{w}{g} k_4 v_s = 2k_3 k_4 \frac{v_s^2 A w}{2g} = C_D \frac{v^2 A \rho}{2} \quad (e)$$

Donde  $2 k_3 k_4 = C_D$

A la expresión  $F_D = C_D \frac{v^2 \rho A}{2}$  se le conoce como la ecuación de Newton

Sustituyendo en esta el valor del área y despejando  $C_D$

$$C_D = \frac{8}{\pi} \frac{F_D}{v^2 d^2 \rho} \quad (f)$$

Igualando g y f:  $C_D = \frac{k_1 F_D}{d^2 v_s^2 \rho} = \frac{8}{\pi} \frac{F_D}{v_s^2 d^2 \rho} \therefore k_1 = \frac{8}{\pi}$

Como  $F = ma$   $C_D = k_1 \frac{\pi d^3 (\rho_s - \rho) g}{6 d^2 v_s^2 \rho} = f(R) = \frac{k_1 \pi d}{6 v_s^2} g \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)$  (h)

Utilizando el valor de  $k_1$ , en la ecuación anterior

$$v_s = \sqrt{\frac{4 d}{3 C_D} g \frac{\rho_s - \rho}{\rho}}$$

Newton consideró el valor de  $C_D$  constante, pero datos experimentales han demostrado que varía con el número de Reynolds

La expresión general para  $C_D$  queda;  $C_D = kR^{n-2}$

n dependiendo del régimen del flujo:

Si  $n = 1$  El flujo es laminar

$n = 2$  El flujo es turbulento

$1 < n < 2$  El flujo es de transición.

Utilizando las ecuaciones (h) y (g) se puede demostrar la expresión general para la velocidad de sedimentación

$$C_D = \frac{8 \pi d}{\pi 6 v_s^2} g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = k \left( \frac{v d \rho}{\mu} \right)^{n-2}$$

$$v_n = \frac{4}{3} \frac{g}{k} \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho^{n-1}} \right) \mu^{n-2} d^{3-n} \quad (i)$$

(i) Es la ecuación general para la velocidad de sedimentación de las partículas en cualquier condición de flujo.

## 1.2. LEY DE STOCKES:

Establece las condiciones de sedimentación en flujo laminar donde  $n = 1$ , en (i)



$$v = \frac{4}{3} \frac{\rho_s - \rho}{\mu} d^2 \frac{g}{k} \quad (j)$$

Originalmente Stokes dió la igualdad  $F_D = 3\pi\mu dv$  que igualada con la expresión de Newton (f)

$$C_D \frac{\pi d^2 \rho v^2}{4} = 3\pi\mu dv$$

$$C_D = \frac{24\mu}{d v \rho} \quad \text{o} \quad C_D = \frac{k}{R} \quad (k = 24)$$

En el caso de flujo turbulento  $n = 2$  utilizando (i)

$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{k} d \frac{\rho_s - \rho}{\rho}}$$

$$C_D = \frac{4}{3} \frac{d}{v^2} g \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

Utilizando en (j) las igualdades  $v = \frac{\mu}{\rho}$  y aproximando

$$\frac{\rho_s}{\rho} = S_s \quad \text{y} \quad k = 24 \quad \text{se obtiene} \quad v = 1/18 \text{gd}^2 \frac{S_s - 1}{\nu}$$

$\nu$  = viscosidad dinámica.

Que representa la Ley de Stokes en el caso de resistencia viscosa con bajos números de Reynolds ( $R < 0.5$ )

### 1.3. SEDIMENTACION DE PARTICULAS FLOCULENTAS.

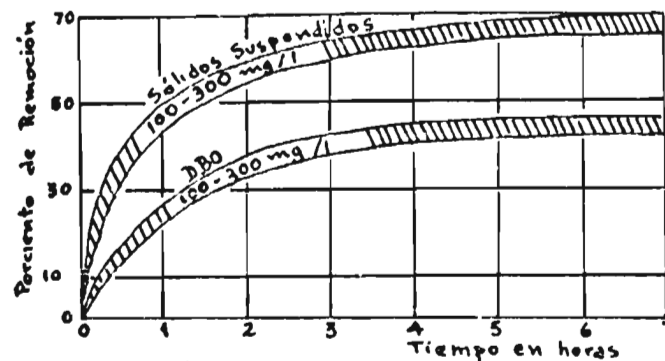
Las partículas floculentas en la operación de sedimentación van aumentando de tamaño y por consiguiente variando su velocidad, por lo cual hay necesidad de estimar la velocidad media de sedimentación y la profundidad necesaria para lograrlo. La forma en la cual se hace intervenir la velocidad media de sedimentación y la profundidad es aquella en la que se fija el tiempo de retención.

Otra forma de hacer intervenir la velocidad media es determinando la carga superficial, caudal por unidad de área del sedimentador en un tiempo

Experimentos realizados tendientes a medir la eficiencia en la eliminación de materia sedimentable en función del

tiempo de retención han demostrado que, los mayores porcentajes de eliminación se logran en la 1a. y 2a. horas, a partir de las cuales la pendiente disminuye notablemente indicando que tiempos mayores incrementan muy poco la eficiencia en eliminación de partículas floculentas.

Ilustrando lo anteriormente dicho, a continuación se muestra una curva típica de sedimentación, para tanques primarios



Sólidos suspendidos y demanda bioquímica de oxígeno removidos de las aguas negras en tanques de sedimentación primaria plena.

## II. TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

El tratamiento biológico para aguas de desecho se realiza y adopta gracias a las facilidades que presenta para una destrucción biológica o estabilización de la materia putrescible existente en aguas negras. Esta destrucción o estabilización puede realizarse gracias a la acción superficial de agrupaciones biológicas que se forman en las unidades de tratamiento biológico.

Una vez tratada la materia orgánica, a los productos finales del metabolismo se les permite la sedimentación, los cuales una vez sedimentados en algunos casos pueden retornarse al proceso biológico, consiguiendo con esto una gran

uniformidad y flexibilidad de la operación de la planta. En las unidades de tratamiento biológico la cantidad de trabajo realizable disminuye junto con la concentración de sustancias removibles. Por tanto, para mantener el tratamiento en un alto grado de desarrollo, la carga orgánica impuesta debe ser constante. Lo cual en la mayoría de los casos se logra con una recirculación del sedimentador secundario al influente, sujetando esta mezcla al tratamiento. También se ha alcanzado esta finalidad con algunas modificaciones a los procesos convencionales como la dosificación escalonada de las aguas negras a la unidad biológica.

En condiciones de operación normal un tratamiento biológico puede ser continuo, una recarga de materia orgánica puede originar problemas que impliquen la necesidad de periodos de descanso para restituir las condiciones normales.

#### II.1 INTENSIDAD DE CARGA:

Las cargas a aplicar a una unidad de tratamiento se pueden considerar desde el punto de vista hidráulico y desde el punto de vista orgánico.

La carga hidráulica gobierna el diseño hidráulico de la unidad y se mide en términos de la velocidad de las aguas negras o del tiempo de retención del caudal de entrada en el volumen de la misma unidad.

La carga orgánica es la cantidad de sustancia removible que rige el diseño del proceso de tratamiento y se expresa en términos de parámetros que indican las impurezas

que deben removerse. El más comunmente adoptado es la demanda bioquímica de oxígeno al 5° día y a 20° C (DBO<sub>5</sub>). Los procesos biológicos fundamentales de eficiencia controlable en el tratamiento de aguas negras son: Lodos activados y Filtros Rociadores.

De acuerdo con esto, los parámetros que miden la intensidad del proceso-carga (*i*) en cada caso son:

- a) Para Lodos Activados es la cantidad de materia orgánica (*y*), relacionada con la cantidad de sólidos suspendidos (*w*) en la unidad por hora de aireación (*t*):

$$i = \frac{y_0}{W_t}$$

Se utiliza el peso de sólidos suspendidos, como medida indirecta e incompleta del área superficial de los flóculos de lodos.

- b) Para Filtros Rociadores (*i*) es la relación entre la cantidad en peso de materia orgánica (*y*) y el volumen del medio filtrante

$$i = \frac{y_0}{V}$$

La superficie de contacto y el tiempo se incluyen indirectamente en la carga hidráulica que se refleja en la carga de proceso.

## II.2 EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

Una planta con tratamiento biológico se constituye fundamentalmente de un sedimentador primario y el tratamiento secundario normalmente formado por la unidad biológica y el sedimentador secundario, el cual puede eliminarse sedimentando nuevamente en el sedimentador primario.

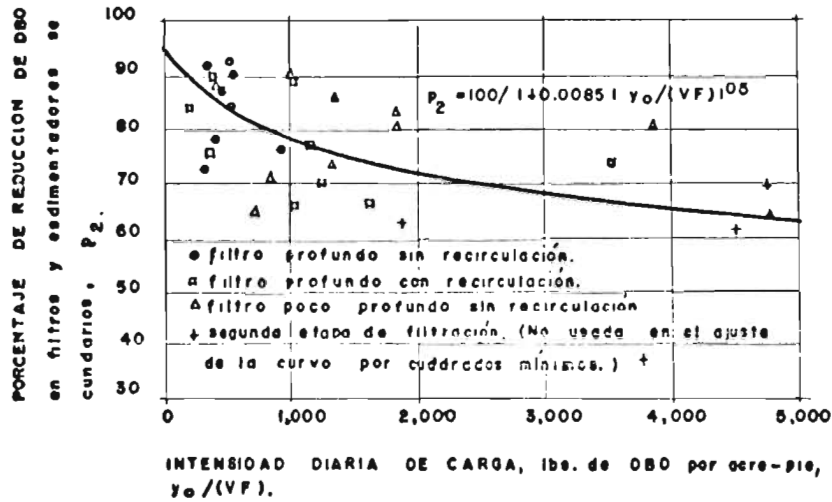


FIG 1.

**RELACIONES COMPORTAMIENTO-CARGA PARA FILTROS ROCIADORES.** La graficación de los puntos señalados representan los resultados obtenidos en instalaciones militares de E.U.A.

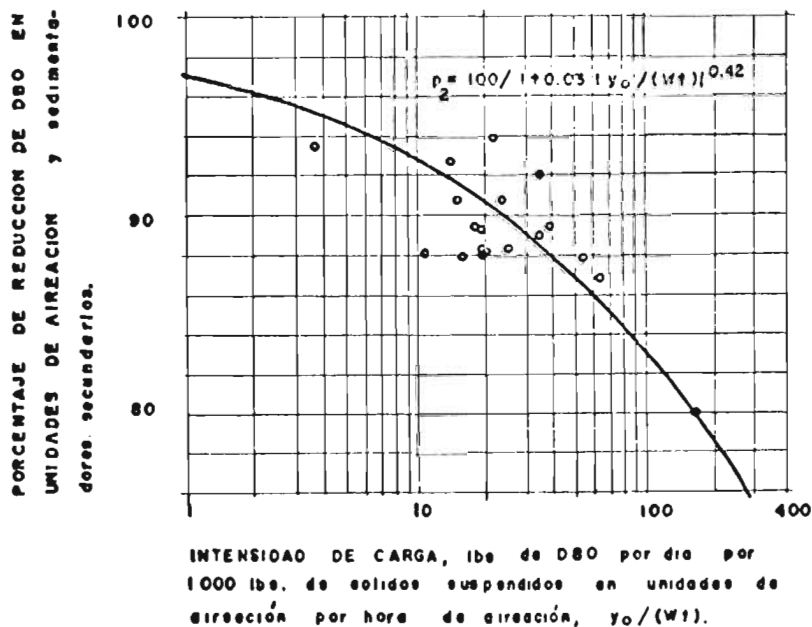


FIG 2.

**RELACIONES COMPORTAMIENTO-CARGA PARA UNIDADES DE LODOS ACTIVADOS.** La graficación de los puntos representa los resultados obtenidos en plantas con difusión de aire, en Norte-America. (La escala logarítmica de las abscisas resulta la más conveniente.)

Las expresiones para la eficiencia de los procesos se obtuvieron de observaciones de una cantidad de plantas con unidad biológica. Los resultados de estos estudios se graficaron, encontrando el Comité de Ingeniería Sanitaria de la National Research Council, una expresión que reflejaba comportamiento de las plantas biológicas, la cual se expresó como porcentaje de la eficiencia  $p_2$ , en función de la carga a la planta expresada en términos de la intensidad  $i$ . La fórmula en su expresión general quedó:

$$p_2 = \frac{100}{1+mi^n} \quad (a')$$

En esta fórmula  $m$  y  $n$  son coeficientes que determinan la magnitud de la intensidad de carga ( $i$ ) que puede imprimirse a un proceso esperando una determinada eficiencia. Los parámetros de intensidad de carga  $i$  y las magnitudes de  $m$  y  $n$  fueron obtenidas del sumario de los resultados observados y graficados.

### 11.3 EXPRESIONES PARA EL DISEÑO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

Partiendo de la expresión general (a') y siguiendo el mismo procedimiento se encontraron valores específicos de los coeficientes para el diseño de diferentes procesos típicos de tratamiento biológico. A continuación se dan los valores deducidos para los lodos activados y los filtros rociadores.

#### 11.3.1 DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES.

En el diseño de un filtro los problemas fundamentales son: el diseño hidráulico del influente, efluente, etc., y las

relaciones de carga orgánica a aplicar con el volumen, área y profundidad del filtro.

Experimentalmente y como se muestra en la figura No.1 para filtros rociadores, los valores de m y n en la expresión (a) resultaron:  $m = 0.0085$  y  $n = 1/2$ ; quedando la fórmula para el diseño de este tipo de unidades en la siguiente forma:

$$P_2 = \frac{100}{1+0.0085} \sqrt{i} \quad (b')$$

Donde  $i$  está dado en libras de  $DBO_5$  por acre-pié.

En una forma más general la expresión (b') puede darse en función del factor de recirculación  $F$ , que tiene el valor siguiente:  $F = R + 1 / (0.1 R + 1)^2$  donde  $R$  es la razón de recirculación o sea la relación entre el caudal recirculado y el caudal de aguas negras crudas, quedando:

$$P_2 = \frac{100}{1 + 0.0085} \sqrt{W/VF}$$

$W$  = Carga de  $DBO_5$  en libras aplicada

$V$  = Volumen del medio filtrante en acre-pié

### 11.3.2. DISEÑO DE UNIDADES DE LODOS ACTIVADOS.

El diseño de un tanque de lodos activados tiene dos problemas:

- a) El diseño hidráulico de los componentes de la unidad, y
- b) El diseño del proceso biológico, en el cual se determina el tiempo necesario de exposición de las aguas negras a la aireación y al contacto con los lodos de retorno.

Para el diseño biológico con el propósito de encontrar la

oportunidad de contacto debe considerarse el producto de:

- 1.) El tiempo de retención que debe proveer la unidad de aireación:
- 2.) El peso  $W$  de los lodos que debe retornarse a la unidad, buscando una eficiencia  $p_2$  en la remoción de una carga orgánica diaria  $Y$ , como fracción de la carga de entrada  $Y_0$ .

En la Fig. No. 2 se indican los valores de las constantes  $m$  y  $n$  obtenidos experimentalmente para procesos biológicos de lodos activados, que reemplazados en la ecuación (a') dan la siguiente expresión:

$$P_2 = \frac{100}{1+0.03 (Y_0/Wt)^{0.42}}$$

Haciendo transformaciones se obtiene la siguiente expresión utilizada en el diseño de este tipo de unidades:

$$\begin{aligned} Wt &= \frac{Y_0}{4200} \left( \frac{P_2}{100 - P_2} \right)^{2.38} = \\ &= \frac{Y_0}{4200} \left( \frac{Y}{Y_0 - Y} \right)^{2.38} \end{aligned}$$

El tiempo  $t$  es el tiempo de retención, el cual a su vez determina el volumen del tanque de aireación, según la relación  $V = Q t$  donde  $Q$  es el flujo de aguas negras de entrada.

Para propósitos de diseño y operación, la cuantificación de la cantidad de los lodos de retorno que activa el proceso puede hacerse de tres maneras.

- 1a. El volumen de lodos de retorno expresado como % del volumen del influente de aguas negras



$$P_r = \frac{R}{I} \times 100$$

. Por ciento de materia en suspensión.

2a. El volumen suspendido de materia con respecto a la mezcla del influente y la recirculación

$$P_v = \frac{R}{R + I} \times 100$$

3a. La concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado como tanto por ciento en peso seco

$$P_w = \frac{\text{gramos}}{100 \text{ c.c.}}$$

A la relación entre la segunda y tercera unidad  $P_v$  y  $P_w$  se le llama índice volumétrico de lodos  $I_v = P_v/P_w$  y físicamente representa el volumen en ml ocupado por un gramo de lodos, peso seco, después de 30 minutos de sedimentación

$$( I_v = \text{cm}^3 / \text{gr. de lodos} )$$

Utilizando los parámetros definidos se determinará la expresión que los relacione:

$$I_v = \frac{P_v}{P_w} = \frac{R/R+I \times 100}{P_w}$$

$$\therefore 100 \frac{R}{I} = \frac{100}{100/I_v P_w - 1} \quad (c')$$

Los cálculos para diseño se basan en la relación en el licor mixto de los ml de sólidos sedimentados por 1000, a los mg/lt de sólidos suspendidos.

Con la última expresión (c') se obtiene la cantidad necesaria de lodos de retorno para mantener un por ciento de sólidos  $P_w$  en el licor mixto, expresada en términos de la razón de recirculación  $R/I$  y el índice volumétrico de lodos  $I_v$ . Se asume que la concentración de sólidos

dos en los lodos bombeados de los sedimentadores secundarios es el mismo de la prueba del índice volumétrico. Llamando  $P_s$  a los sólidos en suspensión, por peso, en el caudal de recirculación y de acuerdo con lo anterior, se tiene que los sólidos en suspensión en el caudal grueso  $I+R$  es el mismo al de los sólidos en suspensión en el caudal de recirculación.

$$P_w \times 10(I+R) = P_s \times 10 \text{ s } R \quad \therefore P_w = \frac{P_s R}{I+R} = P_s \frac{R/I}{1+R/I}$$

$$\therefore P_w = P_s \frac{100 R/I}{100 + 100 R/I} \quad (d')$$

Si  $W$  son los miles de kg. de sólidos, en peso seco, en el volumen  $V$  del tanque de aireación. (e')

$$W = \frac{P_w \text{ en } \% \times 10^4 \times V \text{ en } m^3 \times 1000}{10^6 \times 1000} = \frac{P_w \text{ en } \% \times V \text{ en } m^3}{10^2}$$

Finalmente se encontrará la expresión que indique el tiempo de retención en el tanque de aireación.

Tomando  $I$  caudal de entrada en  $m^3$  día, el tiempo de retención  $t = V/I$ ; en horas será:  $t = V/I \times 24 \quad \therefore V = It/24$

por otra parte de (e')  $V = W 10^2 / P_w$

Multiplicando las últimas expresiones miembro a miembro:

$$\sqrt{2} = \frac{Wt I 10^2}{24 P_w} = 4.17 \frac{Wt I}{P_w}$$

$$\therefore V = 2.04 \sqrt{\frac{Wt I}{P_w}}$$

En esta expresión  $V$  en  $m^3$ ,  $W$  en miles de Kg,  $t$  en horas,  $I$  en  $m^3$ / día y  $P_w$  en %. Utilizando (f') en la expresión

$$t = \frac{24 V}{I} ; \quad t = \frac{24 \times 2.04}{I} \sqrt{\frac{Wt I}{P_w}} = 49 \sqrt{\frac{Wt}{I P_w}}$$

Fórmula con la cual se puede determinar el tiempo de re-

tención necesario en el tanque de aireación.

Habiendo establecido brevemente algunos de los conceptos fundamentales que rigen el tratamiento de aguas negras, a continuación se presenta la secuela de cálculo a seguir para el dimensionamiento de una planta de tratamiento de aguas negras.

## 1. ANTECEDENTES

La Ciudad Universitaria se abastece actualmente de agua mediante tres pozos ubicados dentro de su recinto. Esta fuente satisface todas las demandas, incluyendo la de riego de las áreas verdes, la cual, en comparación con las restantes, resulta la de mayor volumen.

Dada esta circunstancia y la necesidad creciente día con día de fuentes de abastecimiento de agua para las comunidades, la utilización de agua potable disponible, deberá controlarse cuidadosamente.

Una de las formas de obtener nuevas fuentes, o de liberar algunas de las ya existentes para utilizarlas en otras necesidades, es la de aprovechar las aguas de desecho.

Analizando lo anterior, se entiende por que la Universidad ha pensado en tratar aguas negras reutilizándolas en el riego de sus zonas verdes, demanda actualmente satisfecha con el bombeo de aguas subterráneas.

### 1.1 Demanda universitaria de agua para riego

Las zonas verdes irrigadas dentro de la Ciudad Universitaria, se encuentran repartidas en la siguiente forma:

Zona Escolar	275 000 m <sup>2</sup>
Estadios y campos deportivos	60 000 m <sup>2</sup>
Viveros adyacentes a la alberca	20 000 m <sup>2</sup>
Viveros altos	<u>90 000 m<sup>2</sup></u>
Superficie total:	445 000 m <sup>2</sup>

Considerando que la mayor parte de esta superficie está constituida por céspedes, y si para el cuidado de estos se recomienda una lámina de agua por día de 8 mm, se tiene:

Volumen necesario en riego: 3 560 m<sup>3</sup>/día

Lo que equivale a:  $q = \frac{3\ 560}{86\ 400} = 41\ \text{lt/seg}$

Para justificar este valor, basta mencionar que en el mes de mayo de 1968, que fue ligeramente lluvioso y según datos proporcionados por el Departamento de

Conservación, el régimen de operación de las bombas fue el siguiente:

El pozo próximo al multifamiliar en la zona noroeste de la Ciudad Universitaria, tuvo una actividad de 562 horas con un gasto de 51 lt/seg.

El pozo cercano a la Facultad de Ciencias Químicas se trabajó durante 246 horas con un caudal de 35 lt/seg.

Sumando los volúmenes totales y suponiendo que se trabajara constantemente un solo pozo durante todo el mes, se tendría una equivalencia de 51.8 lt/seg.

En el mismo mes se realizó un aforo de los emisores universitarios al que sumados los volúmenes aforados y repartiéndolos en la misma forma que el volumen de bombeo, dió un gasto constante de 18.2 lt/seg.

Si el dato obtenido en los emisores se toma como representativo de las necesidades ajenas al riego, la diferencia entre los dos últimos valores deberá señalar el consumo mínimo de riego en mayo, el cual fue de  $51.8 - 18.2 = 33.6$  lt/seg.

Este valor de 33.6 lt/seg se considera mínimo, debido a que al aforo realizado en el alcantarillado no se le registró la cantidad atribuible a la infiltración, la que puede ser considerable, pues en el ciclo nocturno el gasto mínimo aforado es de 8 lt/seg y las actividades nulas.

Con base en lo anterior, el valor obtenido de 41 lt/seg, a partir de la consideración de una lámina de riego, se justifica plenamente para el mes analizado (mayo).

Con esos precedentes se elaboró un proyecto, el que más adelante se presenta para un gasto constante de 60 lt/seg previendo una demanda de riego superior a la demostrada, o bien una capacidad suficiente al incrementarse la superficie regable.

No obstante, aún el ahorro mínimo de 41 lt/seg de agua potable, resulta útil para dotar a 12 000 habitantes a razón de 250 lt/día.

## 1.2 Docencia e investigación

Además de la justificación anterior, una planta de tratamiento sería de gran utilidad para la Universidad en los campos de docencia y de investigación.

En la docencia, como complemento objetivo de las enseñanzas teóricas, ya que con las unidades de tratamiento se podría desarrollar un programa teórico paralelo a uno práctico.

Para la investigación, podrían desarrollarse un buen número de estudios sobre tópicos de interés

para proyectistas y operadores de plantas; con pequeñas variaciones podrían estudiarse sin problema los proyectos iniciales así como otros proyectos con derivaciones ya previstas en el original, podrían analizarse también con auxilio de pequeños modelos.

## 2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Una vez que se justificó la construcción de una planta de tratamiento de aguas negras para la Ciudad Universitaria, se procedió a la localización de la fuente de abastecimiento, para lo cual se pensó en tres posibilidades:

1. Alcantarillado universitario
2. Abastecimiento combinado con una parte del alcantarillado universitario y otra del colector que corre sobre el antiguo cauce del río Magdalena
3. Abastecimiento total con agua del cauce del río Magdalena

A continuación se presenta una breve descripción de los factores que intervinieron en la elección de una de las posibilidades.

Como se mencionó en párrafos anteriores,



en mayo de 1968, se llevaron a cabo aforos de los dos emisores universitarios, obteniéndose un caudal medio de 18.2 lt/seg, que comparado con el necesario para riego resultó inferior, por lo que se eliminó la primera de las posibilidades.

La segunda posibilidad también quedó descartada, pues implicaba bombear desde el río Magdalena hasta la zona de emisores, 42 lt/seg a lo largo de una distancia aproximada de 1 500 m. Además, una vez realizado el tratamiento de las aguas negras, para regar por gravedad se requería bombear desde el emisor de la planta hasta un tanque regulador que debía ubicarse en la parte más elevada de la ciudad universitaria, el cual estaría a una diferencia de nivel de 35 m.

La tercera de las posibilidades, la de un abastecimiento total con agua del río Magdalena, fué la elegida, dado que este se localiza hacia el noroeste de la Ciudad Universitaria cerca de la zona más alta y facilita que el agua tratada pueda utilizarse por gravedad en la mayor parte de áreas verdes reduciendo el bombeo al mínimo.

Resuelto el problema relativo a la fuente, se presentó el de decidir el sitio de toma sobre el río y el conocimiento de la calidad del agua en este punto. Pa-

ra solucionarlo, se efectuó un recorrido por la avenida Río Magdalena, encontrando que en el cruce de esta avenida y la de Revolución existe una lumbrera que inicialmente sería sitio de muestreo y posteriormente ubicación del cárcamo.

Con base en lo anterior se llevó a cabo un programa de muestreo que duró un mes aproximadamente, y durante el cual se hicieron análisis e investigaciones en las zonas circunvecinas para conocer el tipo de agua negra que circulaba, encontrando, además de aguas negras domésticas, desechos industriales provenientes de la papelera "Loreto y Peña Pobre", cuya descarga está aproximadamente 20 m aguas arriba del sitio elegido para efectuar el muestreo. Al analizar el agua se encontró un alto contenido de sólidos sedimentables y de demanda química de oxígeno (tabla 1 anexa).

Esta circunstancia hizo pensar en la conveniencia de cambiar el sitio de muestreo y, por consiguiente, el de captación, para lo cual se efectuó un recorrido aguas arriba del colector y se localizó otra lumbrera que dista de la anterior 500 m aproximadamente. Aun cuando este nuevo sitio implica una mayor conducción, resulta favorable por encontrarse a una cota 15 m más alta, lo que redundará en ahorro del bombeo.

Por dichas razones, y después de los aná

lisis de las muestras tomadas a diferentes horas, cuyas características resultaron mucho mejor a las anteriores, se decidió proponerlo para la toma, (los resultados de análisis se presentan en la tabla 2).

### 3. ESTUDIOS Y CALCULOS ▼

Resueltos los problemas anteriores, se procedió al dimensionamiento de las unidades que se proponen. Su cálculo se incluye en la memoria adjunta.

#### 3.1 Estudios

No se dimensionaron ni canal de rejillas ni tanque desarenador. La razón obedece a la forma en que se obliga la toma, pues el sitio, además de ser terreno rocoso que implica elevados costos de excavación, es una zona urbana y por consiguiente con una superficie disponible bastante restringida. De acuerdo con esta situación, si no es posible colocar las mencionadas unidades antes de la toma de las bombas, conviene no perder cargas adicionales y conectar directamente el cárcamo a los tanques sedimentadores, como se muestra en los planos adjuntos (plano 13).

Una vez conocida la superficie requerida por las unidades de la planta, era necesario localizar la mejor ubicación de dichas unidades. Con tal objeto, se efec-

tuaron varios recorridos por la parte poniente de la Ciudad Universitaria, la que aparte de ser la más cercana al colector de abastecimiento, es también la más alta y, en consecuencia, la más apropiada.

De las superficies disponibles en esta zona, algunas se encontraban muy próximas a los tanques de agua potable otras, demasiado alejadas de la línea de entrada a la Universidad (atrás del campo de prácticas deportivas) razones por las que se descartaron. Finalmente, en el límite noroeste de la Universidad, se encontró un área lo suficientemente grande que, dadas las circunstancias, fue la más recomendable y por tanto la propuesta (plano 1).

Se procedió a nivelar la zona de captación y referirla al terreno elegido para conocer la carga de bombeo. El resultado de esta nivelación puede apreciarse en el plano 3, el que además de cotas contiene la línea de conducción de la toma a la planta.

Se pasó inmediatamente a determinar la forma en que podría efectuarse la distribución del agua tratada para abastecer al total de la superficie de riego. Con este fin se utilizó el plano a Esc 1:2 000 de la Ciudad Universitaria el que, aparte de ilustrar la topografía, contiene la red de distribución actual que suministra agua para to

das las necesidades.

Dado que la red es única, se observó la necesidad de un sistema independiente para el riego, el que se calculó para una demanda instantánea máxima en la zona estudiantil de 70 lt/seg, presuponiendo que la irrigación se efectuará durante 12 horas. La mencionada red, incluyendo el cuadro de piezas especiales se muestra en el plano 11.

Para el abastecimiento del vivero alto y del estadio olímpico, dadas las posiciones topográficas de estas zonas, hubo necesidad de proyectar una derivación especial para conducir por bombeo el agua tratada (plano 12).

### 3.2 Memoria de cálculo

#### 3.2.1 Datos generales

Gasto a tratar, 60 lt/seg (Constante)

DBO, 150 mg/lt

Fuente de abastecimiento, Colector sobre el río Magdalena

Eficiencia total requerida, 90 por ciento en remoción de DBO

Unidades para el tratamiento:

Cárcamo de bombeo

Sedimentador primario

Lodos activados  
Filtro rociador  
Sedimentador secundario  
Tanque de cloración

La razón por la cual se dimensionaron, para el tratamiento secundario, unidades de lodos activados y de filtro rociador, ambos con sedimentador primario independiente, obedece a las funciones que la planta deberá desarrollar (tratamiento, investigación y docencia).

### 3.2.2 Cárcamo de bombeo

En la derivación sobre el colector de alimentación, deberán colocarse rejillas con espacios libres de 5 cm, con objeto de atrapar el material grueso que pudiera obstruir a las bombas.

Se ha proyectado para la parte inferior del cárcamo de bombeo una compuerta que proporcione facilidad de lavado para eliminar la arena que llegue a acumularse en el fondo (plano 2).

#### 3.2.2.1 Detalles de bombas y tubería:

La tubería de conducción entre el cárcamo y la planta será de 25.4 cm (10 pulg), la cual, para 60 lt/seg, originará una velocidad de 1.18 m/seg (3.85 pies/seg)

que es superior al mínimo recomendado, 60 cm/seg (2 pies/seg), e inferior al máximo, 3 m/seg (10 pies/seg). Con este diámetro de tubería se podrá reducir el gasto hasta 30 lt/seg, aproximadamente, quedando dentro de la velocidad mínima especificada.

La pérdida para 60 lt/seg ( $c = 120$  para tubería de asbesto-cemento) es de 65 cm/100 m.

La longitud total de conducción hasta la entrada del sedimentador primario es de 960 m, lo cual implica una pérdida por fricción, incluyendo el 10 por ciento por piezas especiales, de 7 m.

Considerando la plantilla del colector sobre el río Magdalena como cota media en el cárcamo de bombeo igual a 304.00, y siendo la cota 307.75 el nivel de descarga más elevado, la carga a vencer por el equipo de bombeo será  $307.75 + 7.00 - 304.00 = 10.75$  m. Como se aprecia en el plano de nivelación de la línea de conducción, de acuerdo con el gradiente hidráulico producido, para evitar cargas negativas hay necesidad de excavar de los puntos 12 a 7 (plano 3).

Para realizar el bombeo, considerando emergencias por descompostura y disminuciones en el caudal, se sugiere la instalación de dos equipos de bombeo para 30

lt/seg y uno de 60 lt/seg, los cuales deberán vencer la carga anotada.

El tipo de bombas recomendadas es sumergible e inatascable con las siguientes potencias aproximadas

$$P_{60} \text{ lt/seg} = \frac{60 \times 11}{75 \times 0.65} = 13.5 \text{ HP}$$

$$P_{30} \text{ lt/seg} = \frac{30 \times 11}{75 \times 0.65} = 7 \text{ HP}$$

Eficiencia aceptada, 65 por ciento

La potencia real estará sujeta al tipo de equipo adquirido.

### 3.2.3 Sedimentador primario

Recomendaciones:

Tiempo de retención, de 1 a 2 h

Profundidades prácticas, 2.15 a 3.70 m (7 a 12 pies)

Carga hidráulica, 40.8 a 32.6 m<sup>3</sup>/día/m<sup>2</sup> (1000 a 800 gal/día/pie<sup>2</sup>)

Canal de entrada. Velocidad próxima a 30 cm/seg (1 pie/seg)

Motor para mover las rastras con potencia de 1 HP/93 m<sup>2</sup> de superficie

Rastras con velocidad, entre 60 y 90 cm/min (2 y 3 pie/min)



Ancho máximo, 6.1 m (20 pies). Largo máximo, 91.5 m (300 pies)

Relación de largo a ancho, desde 1.5 a 1 hasta 7.5 a 1

Largo a profundidad, desde 4.2 a 1 hasta 25 a 1

Pendiente del fondo, 1 por ciento

Tolva de recolección con paredes cuya pendiente sea próxima a la relación 1 horizontal a 1.7 vertical.

Extracción de lodos en intervalos de 30 mín a 12 horas.

En el presente anteproyecto, el sedimentador se diseñará para 2 h de tiempo de retención y un gasto de 30 lt/seg, con lo cual, en caso de concentrar el gasto a una parte de la planta, se quedará todavía dentro de los valores recomendados. Por otra parte, las variaciones por recirculación podrán absorberse con ese volumen.

La eficiencia aceptable para la sedimentación primaria oscila de 30 a 35 por ciento. Se adoptará el valor de 30 por ciento para los siguientes cálculos:

Las dimensiones de los sedimentadores para lodos activados y filtro rociador serán las mismas.

Datos

$$q = 0.03 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{Bordo libre} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 2 \times 3600 \times 30 = 216 \times 10^3 \text{ lt} = 216 \text{ m}^3$$

Adoptando ancho de 3.6 m y largo de 21.6, para el volumen requerido la profundidad media resulta de 2.75 m.

Verificación: largo a ancho = 5.9

Profundidad, dentro de los límites.

Para la eliminación de lodos se colocarán rastras de madera apoyadas sobre rieles. El motor que moverá al equipo de rastras, debido a la superficie del tanque, tendrá una potencia máxima de 1 HP.

La recolección de lodos se efectuará en una tolva de las dimensiones indicadas en el plano 5, que corresponde a un volumen de

$$V = \frac{6.79 + 0.71}{2} \times 1.60 = 6.0 \text{ m}^3$$

Capacidad suficiente para hacer remociones cada 8 horas aproximadamente.

La eliminación de lodos se realizará hidráulicamente con tubería de 15 cm (6") operada con una compuerta. Esta tubería descargará a una pequeña caja que será igual para los dos sedimentadores primarios, así como para

el sedimentador secundario del filtro rociador.

Dicha caja, que estará comunicada al alcantarillado de la planta, tiene como finalidad la de prever el caso en el que llegara estimarse necesario recircular o ensayar digestión anaerobia.

Sus dimensiones no fueron sujetas a cálculo, por lo que no se presentan. Las dimensiones y detalles pueden verse en plano 6.

Canal de entrada: La descarga al sedimentador primario se hará por 10 orificios, cuyo diseño se basó en el gasto máximo de 60 lt/seg.

Aceptando la variación de caudal entre orificios de  $m = 0.92$  y un gasto medio,  $q_m = 6$  lt/seg, resulta para el orificio de máxima descarga:

$$q_o = \frac{q_m}{n} = \frac{0.006}{0.92} = 0.0065 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Si el coeficiente de descarga por orificio es de 0.85 y la velocidad de paso 0.45 m/seg, el área necesaria por orificio será

$$a = \frac{0.0065}{0.85 \times 0.45} = 0.017 \text{ m}^2 \quad \therefore \quad \phi = 0.15 \text{ m}$$

El tirante en el canal, llevando un gasto de 60 lt/seg, si el ancho es 0.40 m y la velocidad 0.45

m/ség, será:

$$A = \frac{0.06}{0.45} = 0.133 \text{ m}^2 \quad \therefore h = 0.30 \text{ m}$$

Se recomienda un canal mínimo de 40 x 35 cm.

La pérdida de carga en el canal se calculará utilizando la fórmula de Manning con  $n = 0.013$

$$R_H = \frac{0.133}{1.0} = 0.133$$

$$S = \left[ \frac{nv}{R_H^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0.013 \times 0.45}{0.133^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0.00585}{0.265} \right]^2 = 4.8 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Dado que la descarga se efectúa a través de orificios repartidos en el ancho del tanque, la pérdida total puede considerarse a 1/3 de la debida a la longitud del canal

$$h_f = \frac{S L}{3} = \frac{4.8 \times 10^{-4} \times 3.7}{3} = 6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

La pérdida de carga al paso por los orificios es

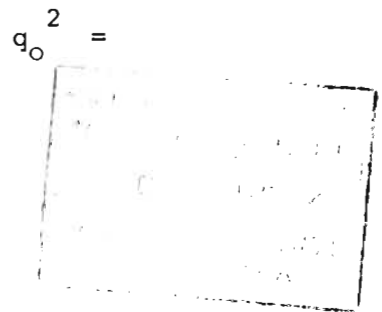
$$h_{fo} = h_o (1 - m^2) ; \quad h_o = k q_o^2$$

$$q = C a v = C a \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

$$\therefore h_o = k q_o^2 = \left[ \frac{n}{C \cdot a \cdot R_H^{2/3}} \right]^2 q_o^2 =$$

$$= \left[ \frac{0.013}{0.85 \times 0.0176 \times 0.0375^{2/3}} \right]^2 \times$$

$$\times 0.0065^2 = 2.43 \times 10^{-3} \text{ m}$$



$$h_{fO} = 0.00243 (1 - 0.92^2) = 4 \times 10^{-4} \text{ m}$$

El canal de salida deberá tener la dimensión suficiente que evite se ahogue, para lo cual se calculará el tirante mínimo en función del crítico ( $t_c$ ).

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad t_{\text{mín}} = \sqrt{3} t_c$$

Si el ancho del canal de salida es de 0.3 m

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{0.06^2}{9.81 \times 0.09}} = 0.163 \text{ m}$$

$$t_{\text{mín}} = \sqrt{3} \times 0.163 = 0.285 \text{ m}$$

∴ La sección del canal de salida será suficiente de 0.3 x 0.3 m.

La conexión entre el sedimentador primario y el tanque de lodos activados se realiza por medio de un orificio lateral en un extremo del canal de descarga. La sección de este orificio cuenta con 0.3 m de ancho y 0.35 m de altura.

En el caso del filtro rociador se propone una línea de conducción con diámetro de 25 cm (10"), la que como se aprecia en un corte de detalle, está unida en uno de sus extremos a una pequeña caja en el centro del sedimentador.

La conducción se integra por una T con tapa ciega conectada a la caja; un tramo vertical recto de 2.40 m; un codo a 90° y 5 m rectos horizontales con los que se alcanza la entrada a la tubería del brazo giratorio. Considerando longitudes equivalentes para las piezas especiales, la pérdida total en este tramo es 18.5 cm. En razón de haber dejado un metro de desnivel entre el tirante en el sedimentador y el lecho filtrante, quedan disponibles 81.5 cm para operar el brazo.

En la parte anterior, cárcamo y línea de conducción, se proyectó un diámetro para esta de 25.4 cm (10"), la que para un caudal de 60 lt/seg tendrá una velocidad de 1.18 m/seg, y para 30 lt/seg será de 0.59 m/seg.

Como las dos velocidades son superiores a las aceptadas para el diseño del canal de entrada, si la descarga al sedimentador se hiciera directa, provocaría problemas, además es conveniente contar con un dispositivo de aforo. Ambas situaciones se resolvieron con un pequeño canal en la parte exterior del sedimentador, precedido por un ensanchamiento de 50 cm de largo, al que inmediatamente le sigue una doble línea de mamparas removibles, después de las cuales, al extremo del canal, se tiene un vertedor triangular de 90° cuya función es aforar el gasto entrante al canal de sedimentación. Un metro antes del vertedor deberá colo-

carse una regla que indicará el tirante sobre el vértice, el que para un gasto de 60 lt/seg será de 28.5 cm.

Debido a la disposición adoptada para las unidades integrantes de la planta (plano 4), el sedimentador primario previo al tanque de lodos activados, por comodidad se construirá de igual longitud que el tanque de aeración.

Los detalles mencionados (plano 5) son para ambos sedimentadores primarios, salvo aclaración.

#### 3.2.4 Sedimentación secundaria

**Recomendaciones:**

Tiempo de retención, de 2 a 2.5 h

Carga a aplicar, entre 40.8 a 32.5 m<sup>3</sup>/día/m<sup>2</sup> (800 y 1000 gal/día/pie<sup>2</sup>)

Profundidad, entre 2.15 a 3.70 m (7 y 12 pies)

Carga sobre el vertedor, — 620 m<sup>3</sup>/día/m a 248 m<sup>3</sup>/día/m (50 000 a 20 000 gal/día/pie).

Relación largo a ancho, de 1.5 a 1, hasta 7.5 a 1

Largo de profundidad, de 4.2 a 1, hasta 25 a 1

Velocidad de las rastras, de 60 a 90 cm/mín (2 a 3 pies/mín)

Recolección de lodos en tolvas con paredes cuya pendiente sea próxima a la relación 1:1.7

Pendiente del fondo del tanque, 1 por ciento.

Se adoptará para el cálculo del sedimentador secundario un tiempo de retención de 2 horas, basado en el gasto medio de entrada; esta consideración se hace aceptando que al recircular baja un poco el tiempo de retención, pero aun así la disminución puede ser tolerable.

Para el caso de considerar la carga aplicada a una unidad de tratamiento, al doble de la de diseño, se recomienda y se acepta que los efluentes de lodos activados y filtros rociadores puedan distribuir su efluente en los dos sedimentadores secundarios, para lo cual en caso necesario deberán intercomunicar sus canales de entrada.

El cálculo de las principales dimensiones de longitud, ancho y profundidad, es el mismo que el de la sedimentación primaria, puesto que coinciden el gasto de diseño y tiempo de retención (plano 6).

El canal de salida se diseñará para una carga cercana a  $248 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$  ( $20\ 000 \text{ gal}/\text{día}/\text{pie}$ ).

$$\text{Longitud de vertido} = \frac{2\ 592}{248} = 10.5 \text{ m (para el gasto medio de diseño)}$$

La canaleta de recolección deberá tener un tirante mínimo para evitar que se ahogue:



Si se supone un ancho de 0.2 m

$$\text{Tirante crítico} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{0.0009}{0.393}} = 0.132 \text{ m}$$

$$\text{Tirante mínimo} = \sqrt{3} \times t_c = 0.23 \text{ m}$$

Con una sección de 0.2 m x 0.25 m, se asegura el tirante para el gasto medio más el de recirculación.

Para conseguir la recirculación en el caso de lodos activados, se propone un tubo elevador de emulsión con aire, con un diámetro de 15.24 cm (6").

La tolva de recolección de lodos será de las mismas dimensiones que la del sedimentador primario.

El sedimentador secundario para el filtro rociador, se proyectó con eliminación hidráulica de lodos por medio de un tubo de 15.24 cm (6") que descargará a una caja, la que cuando se requiera podrá utilizarse como pequeño cárcamo de bombeo. Se proyectó en dicha forma debido a que el filtro rociador se calculó sin recirculación; Sin embargo, como puede presentarse la necesidad de recircular, se dejan las mismas previsiones que en el caso de los sedimentadores primarios.

A diferencia con los sedimentadores primarios, el canal de entrada tendrá 10 orificios de 0.125 m

de diámetro, con lo que asegura una velocidad de casi 0.3 m/seg, un poco variable de acuerdo con el caudal de recirculación.

La sección necesaria para el canal también es un poco menor, como puede verse:

Orificios de descarga en el canal de entrada

$$m = 0.92 \quad c = 0.85 \quad v = 0.3 \text{ m/seg}$$

$$q_o = \frac{q_m}{m} = \frac{0.003}{0.92} = 0.00326$$

$$\text{área por orificios} = \frac{0.00326}{0.85 \times 0.3} = 0.0126 \text{ m}^2$$

$$\text{Si el diámetro} = 0.125 \text{ m} \quad \text{área} = 0.0122 \text{ m}^2$$

Canal de entrada:

Si el ancho es de 0.4 m y la velocidad de 0.3 m/seg.

$$\text{Area necesaria para 30 lt/seg} = \frac{0.03}{0.3} = 0.1 \text{ m}^2$$

El tirante será 0.25 m.

Será suficiente un canal de 0.40 x 0.35 m.

Las pérdidas de carga por ser insignificantes no se calculan.

El tanque de aeración para lodos activados colinda con los sedimentadores secundarios, por lo que la descarga se aconseja por medio de 10 perforaciones horizontales de 15 cm de diámetro que descargan al canal, el

cual tiene orificios verticales; este canal se propone única mente para el caso de que se quieran comunicar los dos sedimentadores.

La conexión entre el filtro rociador y el sedimentador secundario correspondiente, se puede lograr por medio de una tubería de 25 cm (10") de A.C., la que para 60 lt/seg y  $c = 120$ , pierde por fricción 65 cm en 100 m.

La tubería recta en la intercomunicación es de 21.5 m; por piezas especiales, la longitud equivalente adicional es de 26 m, por lo que, en el largo total se perde rán 30 cm de carga, que es menor a la disponible de 50 cm.

La recolección de los sedimentos deberá efectuarse por medio de rastras mecánicas, las cuales dado que los sedimentadores secundarios colindan, podrán accionar se con un solo motor. Su fuerza en base a la superficie de los tanques será

$$\text{Potencia} = \frac{160}{93} = 1.7 \text{ HP}$$

### 3.2.5 Lodos activados

Recomendaciones:

Carga óptima, entre 0.3 y 0.5 Kg de  $\text{DBO}_5$  por 100 Kg de concentración de sólidos suspendidos en el licor mixto por día.

Aire introducido, generalmente entre 14.2 y 19.8 m<sup>3</sup>/0.45 kg de DBO<sub>5</sub> removido (500 y 700 pies<sup>3</sup>/lb de DBO<sub>5</sub> removido), hasta un máximo de 34 a 51 m<sup>3</sup>/0.45 kg de DBO<sub>5</sub> removido (1 200 a 1 800 pies<sup>3</sup> de aire/lb de DBO<sub>5</sub> removido), o bien de 3.75 a 15 litros de aire/litro de licor (0.5 a 2 pies<sup>3</sup>/galón).

Indice de lodos = 100.

Por ciento de lodos, entre 0.06 y 0.4 por ciento (600 a 4 000 mg/lt).

Tanque de aeración con profundidad entre 3.05 y 4.60 m (10 y 15 pies).

Ancho de 1.5 a 2.0 veces la profundidad.

Bordo libre, de 0.40 a 0.60 m

Bomba para aeración de 150 a 200 por ciento de la capacidad requerida.

Aeración: Mecánica (Rotores), o por

Difusión (Placas o tubos)

Tuberías para lodos de retorno para velocidades de 30 a 45 cm/seg.

Con la eficiencia aceptada del 30 por ciento para la sedimentación primaria, llegarán a la unidad de lodos activados 105 mg/lt de DBO<sub>5</sub>. Para que la eficiencia total sea del 90 por ciento, el efluente deberá llevar 15 mg/lt, por consiguiente, la eficiencia requerida de este

tratamiento secundario deberá ser de 86 por ciento igual a  $P_2$ .

Carga orgánica aplicada después de la sedimentación primaria al tanque de aeración =  $(0.03 \times 105 \times$

$$86 \ 400) \frac{1}{10^3} = 272 \text{ kg/día} = y_0$$

$$\begin{aligned} \text{Intensidad de carga por hora} = t &= \frac{y_0}{4200} \left[ \frac{P_2}{100 - P_2} \right]^{2.38} = \\ &= 4,85 \text{ millares de kg hora} \end{aligned}$$

Aceptando que los sólidos suspendidos se mantengan a razón de 2 000 mg/lt = 0.2 por ciento =  $P_w$  y el índice de lodos sea 100, el volumen expresado como tiempo de retención en horas

$$t = 49 \sqrt{\frac{W \ t}{P_w \cdot Q}} = 4.75 \text{ horas;}$$

y el por ciento de recirculación

$$\begin{aligned} p = 100 \frac{R}{q} &= \frac{100}{\frac{100}{I \cdot P_w} - 1} = 25 \text{ por ciento} \therefore q = \\ &= 7.5 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen del tanque de aeración} &= 4.75 \times 0.0375 \times 3 \ 600 = \\ &= 640 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Si el ancho es 4.5 m y el tirante es de 3.05 m, el largo será 47 m

Bordo libre aceptado, 40 cm

Considerando que la eficiencia al transferir el oxígeno en burbujeo, está entre 5 y 15 por ciento y que 1 litro de aire

contiene 273 mg de oxígeno; además, que la demanda máxima de oxígeno es de 40 a 64 mg/lt/hora/1 000 mg/lt de sólidos suspendidos totales; que los lodos de retorno requieren alrededor de 16 mg/lt/hora/1 000 mg/lt de sólidos suspendidos totales, y que del aire se logra el 50 por ciento de la demanda total, se tiene que la demanda oscilará entre 2.8 y 11.2 litros de aire por litro de licor mezclado.

Para el gasto total, la demanda máxima será

$$0,0375 \times 11.2 = \underline{\underline{0.41 \text{ m}^3}} \text{ de aire/seg} = 24.6 \text{ m}^3/\text{mín.}$$

La difusión del aire se recomienda efectuarla por medio de tubos difusores.

Se toma como capacidad media de un tubo difusor,  $0.2 \text{ m}^3/\text{mín}$ , se necesitarán 123 unidades para la capacidad señalada.

Recordando que en sedimentación secundaria se indicó emulsión para recircular; calculando la bomba de aire para el 150 por ciento de la demanda de los lodos activados, en el 50 por ciento adicional se considera incluida la cantidad necesaria para la recirculación.

Si la potencia requerida para comprimir cada  $\text{m}^3$  de aire/mín y vencer 3.8 m de carga es 1.1 HP, el equipo de aeración deberá tener una potencia de  $1.5 \times 24.6 \times 1.1 = 40.6 \text{ HP}$  previendo cambios en la dosificación, el

equipo conviene con una capacidad de 45 HP.

La tubería de aire para alimentar los tu bos difusores se proyectó de un diámetro uniforme en toda su longitud, dando así margen para variar la alimentación de aire en diferentes formas.

El diámetro obtenido al calcular, con una temperatura de 324° absolutos para 0.31 m<sup>3</sup>/seg de aire y una carga de 3.8 m, resultó de 15.2 cm (6"), lo que dá una pérdida por fricción de 7.1 cm de agua por 30 m de tubería y una carga de velocidad de 1.8 cm de agua.

La distribución de los tubos difusores a lo largo del tanque se propone en forma uniforme. El número de estos se calculó con una capacidad que deja margen para oscilar el aire distribuído por cada uno, con lo cual está prevista una variación en la forma de dosificación de aire.

Se proponen 6 derivaciones para distribuir el total de difusores. Estas bajadas de aire estarán separadas por pares a una distancia de 5.9 m uno de otro, y su diámetro será el que indique el fabricante (plano 7).

### 3.2.6 Filtro rociador

Dado el gasto a tratar de 30 lt/seg y la DBO<sub>5</sub> de 150 mg/lt, se consideró conveniente proyectar un fil

tro normal, con lo cual se evita la recirculación necesaria para un filtro de alta carga.

Recomendaciones:

Carga hidráulica: de 1 020 a 4 080 lt/m<sup>2</sup>/día

Carga orgánica, entre 0.081 y 0.405 kg/m<sup>3</sup>/día

Profundidad del medio filtrante, entre 1.5 y 3 m

Para filtros con brazos móviles, la separación entre las boquillas de descarga y el medio filtrante oscilará entre 15 y 30 cm

Pendiente del piso, de 0.5 a 5 por ciento

Canales de recolección diseñados para trabajar a un 50 por ciento de su capacidad

Fondo con vacíos mínimos del 15 por ciento del área superficial

Medio filtrante, libre de pequeñas partículas, con tamaño = 6.00 cm y partículas menores en cantidad no mayor al 2 ó 3 por ciento en peso

Carga en el distribuidor, entre 75 y 120 cm

En base a las consideraciones anteriores se hará el diseño aceptando la carga orgánica de 0.22 kg/m<sup>3</sup>/día (600 lb de DBO<sub>5</sub>/acre pie/día).

La eficiencia a esperar utilizando la fórmula de la N.R.C. (National Research Council) es

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{L}}$$



E = Eficiencia a esperar del tratamiento secundario

L = lb de  $\text{DBO}_5$ /acre pie

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{600}} \cdot \frac{100}{1.208} = 83\%$$

Considerando que en el tratamiento primario se tiene una eficiencia de 30 por ciento, al filtro llega el 70 por ciento de la carga orgánica diaria, o sea,  $389 \times 0.7 = 272$  kg de  $\text{DBO}_5$ /día. Por consiguiente el volumen de medio filtrante necesario es  $V = \frac{272}{0.22} = 1\,236 \text{ m}^3$

Para una profundidad de 1.5 m, el área será:

$$A = \frac{1236}{1.5} = 823 \text{ m}^2; \text{ y por tanto el diámetro igual a } 32.3 \text{ m}$$

El volumen líquido que llega al filtro por día es

$$V_L = 0.03 \times 86\,400 = 2\,592 \text{ m}^3$$

Con el área obtenida la carga hidráulica resulta

$$C_H = \frac{2\,592}{810} = 3.2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día} < 4.08 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Con lo cual queda capacidad para poder recircular hasta un 25 por ciento del caudal de diseño, manteniendo la carga hidráulica dentro de los valores recomendados para un filtro normal (plano 8).

El canal central de recolección deberá tener 0.4 m de base y 0.3 m de alto con lo que se asegura

que se llene al 50 por ciento como máximo y si la pendiente es de 1 por ciento.

Comprobación:

Utilizando la fórmula de Manning,

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

Canal a media capacidad

$$R_H = \frac{0.06}{0.70} = 0.086$$

$$\therefore v = \frac{0.086^{2/3} \times 0.01^{1/2}}{0.013} = \frac{0.195 \times 0.1}{0.013} = \frac{0.0195}{0.013} = 1.5 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot v = 0.06 \times 1.5 = 0.09 \text{ m}^3/\text{seg} > 0.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

con lo cual queda comprobado.

El resto de drenaje no se calcula, pues resulta suficiente con los bloques de fondo para drenar dentro de las limitaciones.

### 3.2.7 Desinfección

Recomendaciones:

Dosificación de cloro a razón de

Efluente del filtro rociador, 3 a 15 mg/lt

Efluente de lodos activados, 2 a 8 mg/lt

Tiempo de contacto del cloro, > 15 mín.

Los requerimientos de agua por 0.45 kg de cloro líquido para vencer una presión de 0.65 kg/cm<sup>2</sup> quedan dentro de los siguientes límites

Dosificación de Cloro kg/día		Suministro de agua lt/mín
4.5	a 45	0.72 a 0.21
45	a 90.0	0.21 a 0.20
90	a 225	0.20 a 0.19
225	a 450	0.19 a 0.15
450	a 3 600	0.15 a 0.12

Considerando demandas máximas de cloro por día, para el caudal de 60 lt/seg se requerirán

$$(15 \times 30 \times 86\,400 + 8 \times 30 \times 86\,400) \times 10^{-6} = 59 \text{ kg}$$

Aceptando que la presión a vencer es menor de  $0.65 \text{ kg/cm}^2$ , el agua requerida por minuto será

$$q = \frac{59}{0.45} (0.21 \text{ a } 0.20) = 28 \text{ a } 26 \text{ lt/mín}$$

El tanque de contacto se calculará para un tiempo de retención de 20 minutos:

$$v = 0.03 \times 20 \times 60 = 36 \text{ m}^3/\text{unidad secundaria.}$$

Por razones constructivas se proponen tanques rectangulares con un ancho igual a los sedimentadores, 3.67 m y tirante 2.30 m, por consiguiente su longitud resulta de 4.20 m.

Para mayor facilidad en la dosificación de cloro, se aconseja un tanque común para la cloración de los efluentes de lodos activados y filtro rociador, al doble

de capacidad del calculado para cada unidad de tratamiento secundario, esto se logra con el mismo tirante, un ancho de 7.54 m y el largo de 4.20 m.

Con objeto de prolongar el tiempo de recorrido, se proponen unas mamparas que reducirán el ancho del canal de circulación (plano 9.)

La demanda de 59 kg de cloro/día, se soluciona con tanques de cloro de 68 kg, en número suficiente para tener reserva para una semana.

El equipo de dosificación más recomendable es el de medición al vacío, cuyas características las proporcionará el abastecedor.

### 3.2.8 Edificio

Por las funciones a satisfacer de la planta de tratamiento, se propone un edificio que podrá estar constituido de las siguientes unidades con las dimensiones señaladas

Oficina central y de control ----	4 x 3.5 m
Espacio para controles de funcionamiento -----	3 x 2 m
Cuarto de Cloración -----	3.5 x 4.5 m
Cuarto de máquinas -----	3 x 4.5 m
Laboratorio -----	6 x 4 m
Almacén -----	1.5 x 3.5 m
Sala de Conferencias -----	6 x 4 m
W.C. (dos) -----	3 x 2 m c/u
Circulación -----	17.5 m <sup>2</sup>

## 3.2.9 Red de distribución

La disposición de la tubería propuesta en la zona escolar puede apreciarse en el plano 11. La red fué calculada para un gasto máximo instantáneo de 70 lt/seg. Por la ubicación señalada para la planta, el riego en dicha área podrá hacerse por gravedad ya que entre la entrada a la red y el nivel mínimo en el tanque regulador, existe una desigualdad de cotas de 16 m. Como esta diferencia va en aumento, se tiene asegurada la irrigación de toda la zona incluyendo las pérdidas por fricción en las tuberías. A continuación se anexa un cálculo de Cross aplicado a la red, que da una idea de esas pérdidas y señala los diámetros recomendables para la red principal.

La línea de conducción entre el tanque regulador y la red de riego a la zona escolar, se propone de 30 cm (12") de diámetro para evitar grandes pérdidas; con este diámetro y para el gasto máximo aceptado de 70 lt/seg, se tiene la siguiente pérdida de carga

	Longitud equivalente en m.
Longitud recta	590
Entrada	5.2
Válvula de compuerta (abierta)	2
2 codos de 90°	15.2
2 codos de 22° 30'	2.15
Reducción de 12" a 8"	14
Longitud total =	628.6 m

CIRCUITO	I	T R A M O	LONGITUD (m)	Q (lps)	Ø	h <sub>f</sub> (m)	RIEGO - C.U.
		7 - 6	230	+ 41.4	8"	+ 2.12	
		6 - 5	95	+ 39.4	8"	+ 0.84	
II		5 - 63	83	+ 14.7	6"	+ 0.48	
II		63 - 62	45	+ 12.3	6"	+ 0.19	
II		62 - 61	130	+ 12.0	6"	+ 0.52	
II		61 - 56	110	+ 11.0	6"	+ 0.38	
III		56 - 59	132	+ 1.0	4"	+ 0.08	
						+ 4.61	
		7 - 8	150	- 50.2	6"	- 2.11	
		8 - 9	145	- 19.6	6"	- 1.40	
		9 - 10	110	- 16.6	6"	- 0.79	
III		10 - 60	140	- 3.5	4"	- 0.41	
III		60 - 59	125	- 0.5	4"	- 0.05	
						- 4.76	
<b>CIRCUITO II</b>							
		5 - 2	555	+ 24.7	8"	+ 2.06	
		2 - 38	77	+ 23.1	8"	+ 0.25	
		38 - 37	70	+ 20.6	8"	+ 0.19	
		37 - 36	90	+ 16.6	8"	+ 0.17	
III		36 - 51	265	+ 1.0	4"	+ 0.13	
						+ 2.80	
III		5 - 63	93	+ 4.0	4"	- 0.34	
I		63 - 62	83	- 14.7	6"	- 0.48	
I		62 - 61	45	- 12.3	6"	- 0.19	
I		61 - 56	130	- 12.0	6"	- 0.52	
I		56 - 54	110	- 11.0	6"	- 0.38	
III		54 - 53	105	- 10.0	6"	- 0.29	
III		53 - 51	95	- 8.6	6"	- 0.18	
						- 2.38	

CIRCUITO III	T R A M O	LONGITUD (m)	Q (lps)	Ø	h <sub>f</sub> (m)	RIEGO - C.U.
II	56 - 54	105	+ 10.0	6"	+ 0.29	
II	54 - 53	95	+ 8.0	6"	+ 0.18	
II	53 - 51	93	+ 4.0	4"	+ 0.34	
II	51 - 36	265	+ 1.0	4"	+ 0.13	
	36 - 35	257	+ 15.6	6"	+ 1.65	
	35 - 34	35	+ 11.6	6"	+ 0.13	
	34 - 33	77	+ 10.0	6"	+ 0.22	
	33 - 31	190	+ 6.0	4"	+ 1.44	
	31 - 29	145	+ 1.0	4"	+ 0.07	
					+ 4.45	
I	56 - 59	132	- 1.0	4"	- 0.08	
I	59 - 60	125	- 0.5	4"	- 0.05	
I	60 - 10	140	- 3.5	4"	- 0.41	
	10 - 11	172	- 13.1	6"	- 0.80	
	11 - 12	100	- 11.9	6"	- 0.40	
	12 - 13	130	- 8.9	6"	- 0.30	
	13 - 14	90	- 6.7	4"	- 0.85	
	14 - 46	300	- 4.3	4"	- 1.26	
	46 - 25	163	- 3.1	4"	- 0.36	
	25 - 28	265	- 1.0	4"	- 0.13	
	28 - 29	63	- 0.5	4"	- 0.05	
					- 4.69	

Para tubería de asbesto cemento ( $C = 120$ ), la pérdida por fricción en 100 m, es de 35 cm.

Por lo tanto la pérdida total en esta línea es igual a 2.20 m (plano 12).

De acuerdo con lo anterior, se recomienda de manera especial, que la parte de la Universidad próxima a la avenida Insurgentes sea la primera en regarse para aprovechar el tirante máximo a tanque lleno.

Para alimentar el estadio olímpico, el campo de calentamiento y el vivero alto, hubo necesidad de considerar una línea especial, pues las condiciones topográficas de esas zonas son diferentes a las de la escolar, por lo tanto, se tomó por separado y se propuso una bomba para abastecer la superficie total de estas áreas

Estadio olímpico	12 200 m <sup>2</sup>
Campo calentamiento	24 400 m <sup>2</sup>
Vivero alto	$\frac{90\ 000\ m^2}{126\ 600\ m^2}$

Aceptando una lámina de riego de 8 mm/día se requieren 1 015 m<sup>3</sup>, los cuales, se supondrá que se distribuyen en 8 horas; con la salvedad de que si es en un tiempo menor, en cada uno de los tres sitios existen cisternas que harán el funcionamiento de regularización.



Los 1 015 m<sup>3</sup> en 8 horas corresponden a un gasto de 35.2 lt/seg.

Los primeros 515 m (A - B del plano 12) se proponen de 20.3 cm (8"), que para  $q = 35.2$  lt/seg,  $C = 120$ ;  $h_f = 3.65$  m.

La derivación al estadio olímpico (B - C) con 400 m de longitud y diámetro igual a 7.5 cm, tiene una pérdida de 5.20 m para 3.7 lt/seg que son los requeridos en este lugar.

La línea (B-D) debe abastecer al vivero y al campo de calentamiento, con un caudal de 31.5 lt/seg durante 8 horas, los cuales en tubo de 8" = 20.3 cm, si  $C = 120$  y la longitud es 138 m, tendrán una pérdida de carga por fricción de 0.8 m.

Del punto D deberán derivarse al E, 7.5 lt/seg para irrigar al campo de entrenamiento. La conducción hasta la cisterna existente, tiene una distancia aproximada de 240 m, que con un tubo de 3" = 7.5 cm y  $C = 120$ , tendrá una pérdida de carga en toda su longitud de 11.60 m.

La tubería en la parte restante (D-F) con 25 lt/seg en 8 horas se aceptó de 8" = 20.3 cm; la longitud es de 1 400 m, lo cual para el mismo  $C = 120$  da una

$$h_f = 5.30 \text{ m.}$$

La carga más desfavorable es al vivero, pues topográficamente existe una diferencia de cotas de 20 m entre el lugar de la planta y este; por lo cual las pérdidas se consideraron solo en la tubería de 20.3 cm.

$$h_{fT} = 5.30 + 0.8 + 3.65 = 9.75$$

La bomba deberá impulsar los 35.2 lt/seg a una altura de  $9.75 + 20 + 10 = 39.75$  m a fin de vencer las pérdidas y llegar al punto más alto con suficiente presión para el riego.

Si la eficiencia de la bomba es del 65 por ciento, su potencia será

$$P = \frac{35.2 \times 39.75}{75 \times 0.65} = 28.7 \text{ HP} = 30 \text{ HP}$$

### 3.2.10 Tanque de Regularización

El volumen se calculó para que en las condiciones actuales satisfaga la máxima demanda, según las consideraciones hechas (plano 10).



Dr. PFI

Tiempo	Q(lt/seg) Entrada	Q(lt/seg) Salida	Diferencia acumulada
0 - 2	30		+ 30
2 - 4	30		+ 60
4 - 6	60		+ 120
6 - 8	60	70	+ 110
8 - 10	60	105	+ 65
10 - 12	60	105	+ 20
12 - 14	60	70	+ 10
14 - 16	60	105	- 35
16 - 18	60	105	- 80
18 - 20	60	70	- 90
20 - 22	60		- 30
22 - 24	30		0

$$\therefore V = 210 \times 7 \ 200 = 1 \ 490 \text{ m}^3$$

Tanque propuesto de

$$3.00 \times 22.50 \times 22.50 = 1 \ 520 \text{ m}^3$$

### 3.2.11 Subestaciones eléctricas

Para que el conjunto tenga un buen funcionamiento, son necesarias dos subestaciones eléctricas, una de las cuales alimentará al equipo de bombeo utilizado en la conducción del río Magdalena a la planta, y la otra al equipo de las unidades de tratamiento e iluminación de la planta.

La primera subestación se colocará en el cárcamo de bombeo y será necesario tenga capacidad para alimentar al siguiente equipo

- 1 Bomba de 60 lt/seg = 15 HP. = 11.2 KWH  
 6 2 Bombas de 30 lt/seg = 15 HP. = 11.2 KWH

A lo anterior habrá que agregar el alumbrado que quedará satisfecho con 3 focos de 100 watts.

Por tanto, la subestación será para 11.5 KWH  $\hat{=}$  12 KWH.

Aceptando corriente trifásica de 220 volts se obtiene:

$$I = \frac{1\ 2000}{220} = 55 \text{ amperes}$$

Por consiguiente será necesaria una subestación de

$$KVA = \frac{I \cdot E \cdot 1.73}{1\ 000} = \frac{55 \times 220 \times 1.73}{1\ 000} = 19$$

La segunda subestación se localizará dentro de la superficie en que se distribuye la planta y deberá abastecer a las líneas de iluminación exterior e interior del edificio, así como al equipo utilizado en el tratamiento y bombeo a las partes altas.

La demanda de corriente estimada es la siguiente		
Edificio (iluminación y contactos)	8 120	watts
Circulación exterior y unidades	3 100	"
Motores para rastras, 3.7 HP.	2 760	"

Bomba de aire 45 HP.	33 500 watts
Bomba para riego de las partes altas, 30 HP.	<u>22 400 "</u>
Total	69 880 watts

Si la alimentación del secundario se  
acepta de 220 volts

$$I = \frac{70\ 000}{220} = 320 \text{ amperes}$$

Será necesario que la subestación tenga  
una capacidad de

$$KVA = \frac{I \cdot E \cdot 1.73}{1\ 000} = \frac{320 \times 220 \times 1.73}{1\ 000}$$

$$KVA = 122$$

La estimación de energía requerida para  
la iluminación de interiores y exteriores se determinó basán-  
dose en niveles recomendados para cada espacio según sus fi-  
nalidades.

El tipo de subestación que se recomienda  
es el de intemperie de poste, y sus capacidades definitivas  
serán las comercialmente más próximas a la capacidad de las  
obtenidas.

### 3.2.12 Alcantarillado

Para eliminar las aguas residuales y es-

currimientos por precipitación sobre la superficie de la planta, se previó una línea central de alcantarillado de 20 cm de diámetro, a la que se conectan todas las descargas originadas en el funcionamiento del edificio y de las unidades de tratamiento. Este pequeño colector deberá descargar en el punto más próximo del sistema de alcantarillado de la Ciudad Universitaria, para lo cual habrá necesidad de una conducción adicional, fuera del terreno de la planta, de 160 m aproximadamente, distancia a la que se localiza un pozo de visita según el plano AN-A58-6 982 de la Dirección General de Obras Hidráulicas del D.D.F.

## B I B L I O G R A F I A

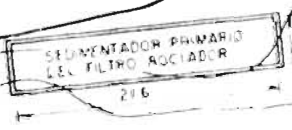
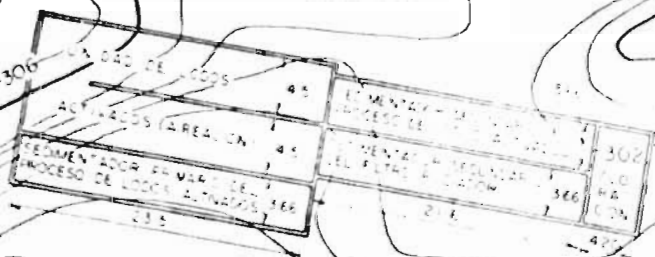
- Water-Supply and Waste Water Disposal Fair y Geyer
- Sewage Treatment Imhoff y Fair
- Sewage Treatment Plant Design W. P. C. F.
- Ingenierfa Sanitaria Hardenbergh
- Handbook of Trickling Filter Design Public Works Journal Corporation
- Elements of water supply and waste water disposal Fair y Geyer



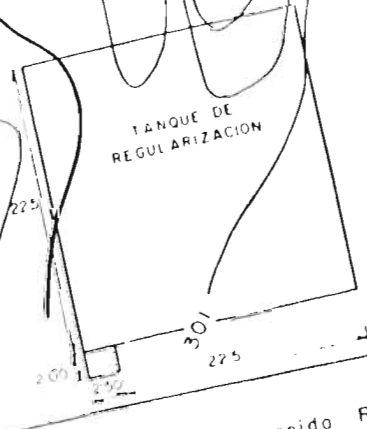




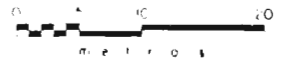
BARDA LIMITE DE CIUDAD UNIVERSITARIA



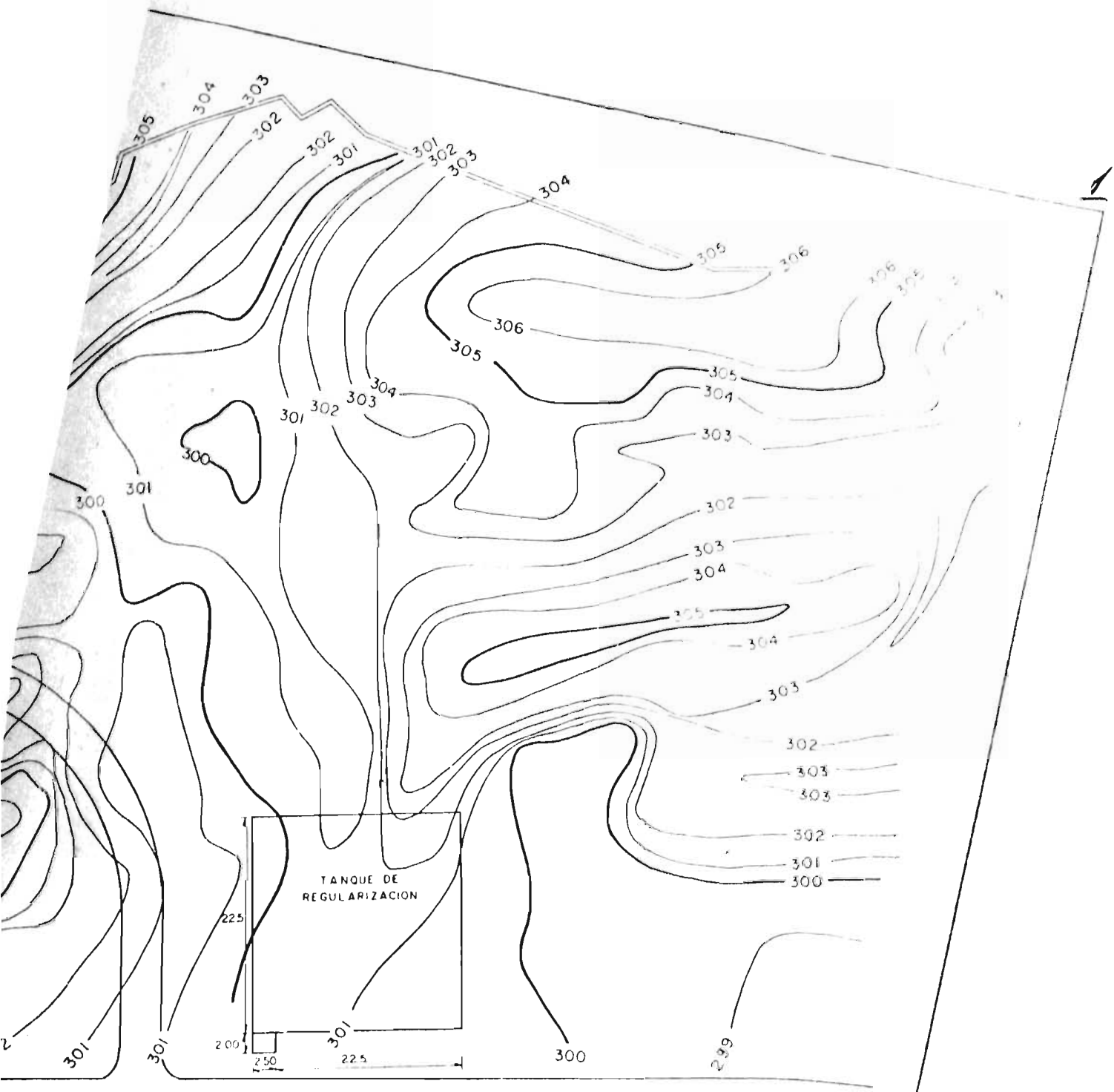
FILTRO ROCIADOR  
METRO INTERIOR = 32.3 m



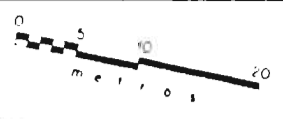
245 m al cruce de ejes con la Avenida Revolución



Nota: A los niveles de terreno se le ha agregado 2.00 m para tenerlos referidos al nivel del mar.

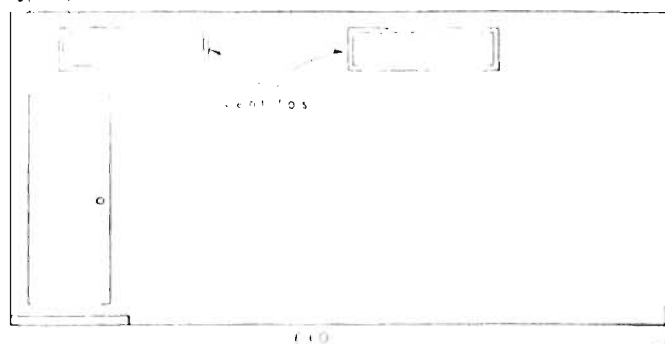
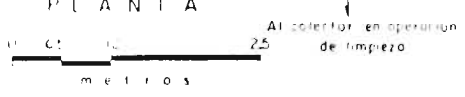
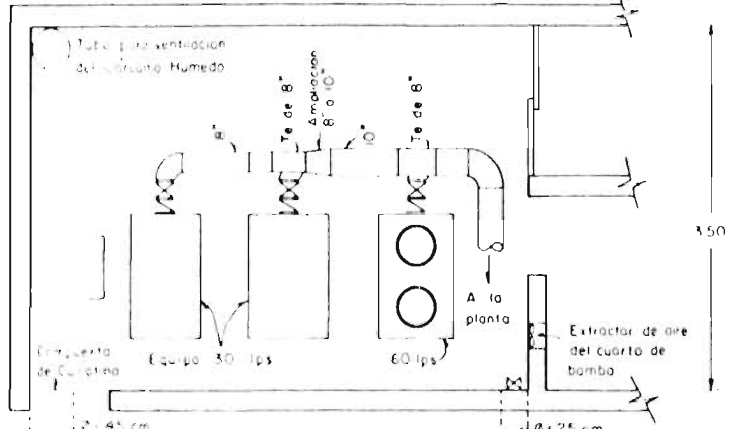
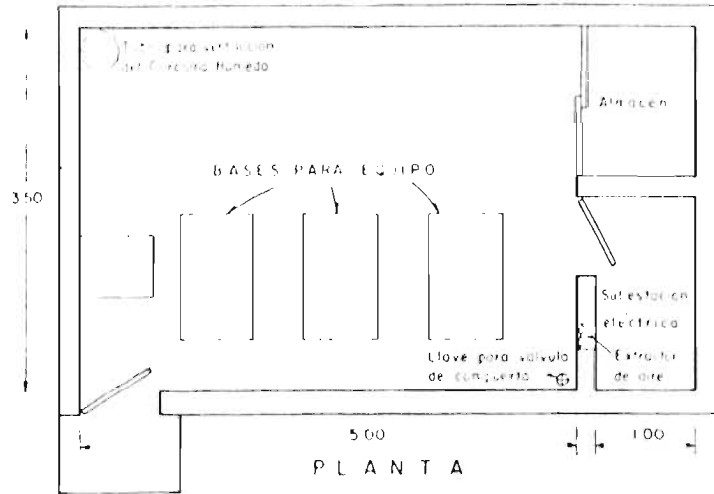


-- 245m al cruce de ejes con la Avenida Revolución



Nota: A los elevaciones señaladas agregar 200mm para tener las referencias al nivel del mar

Coordenada	Elevación	Observaciones
10+00	300	
10+25	301	
10+50	302	
10+75	303	
11+00	304	
11+25	305	
11+50	306	
11+75	305	
12+00	304	
12+25	303	
12+50	302	
12+75	301	
13+00	300	

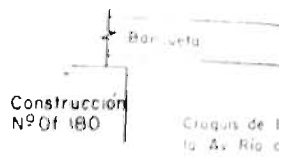


ELEVACION (FACHADA)

DETALLE DE LA CONSTRUCCION DE LA BANQUETA DE LA PLANTA DE LA BOMBETA

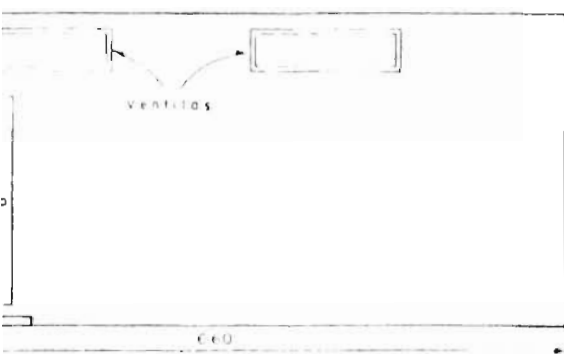
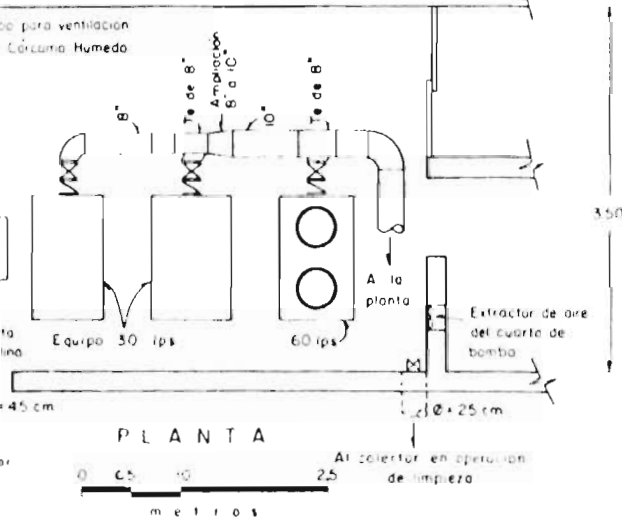
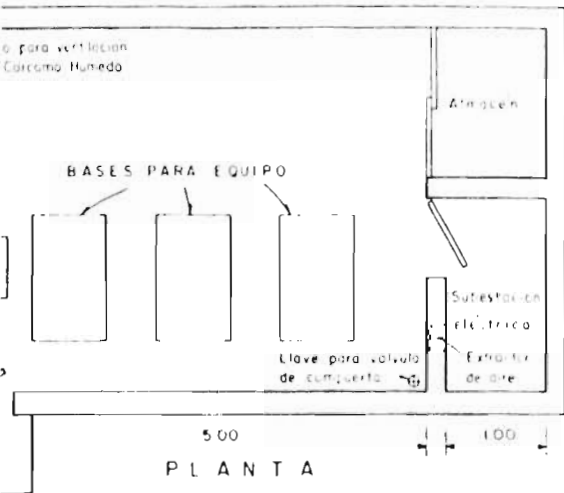


Av. Río de la Magdalena (Mochizuma)

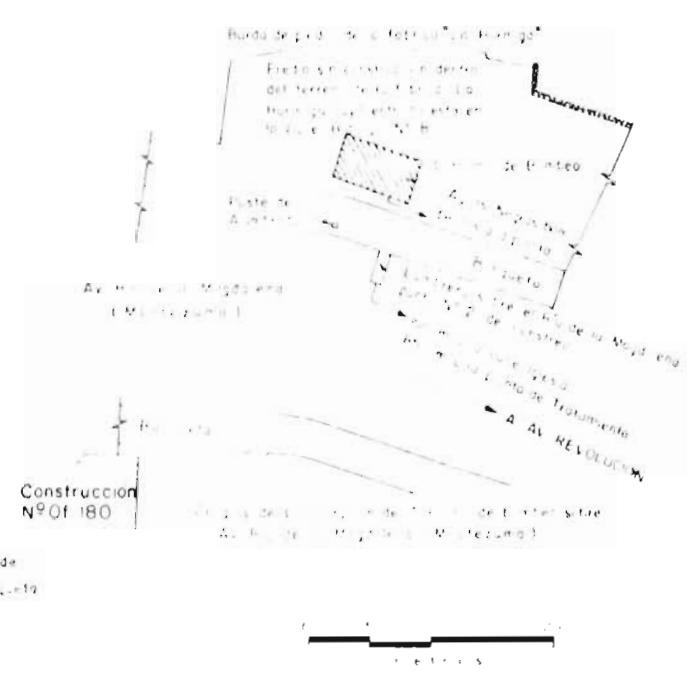
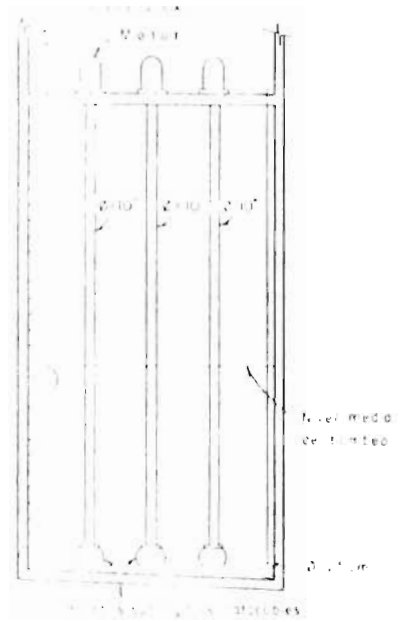


Construcción N° 01 180

Craquis de la Av. Río de la Magdalena



ELEVACION (FACHADA)



Construccion de Bodega  
L.M.A. de equipo  
5. Instalacion de equipo  
de la PVA  
Motor y tambor sumo  
60 lbs y uno de  
30 lbs motor y tambor  
con motor y tambor  
el equipo  
Ver fotos para ver  
construccion de la  
Estructura de concreto  
Tubo para ventilacion  
metro



CONDUCCION ( PLANIA )

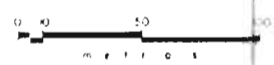
AV. MATEZ MA  
(R.D. DE LA MA. ALIADA)

CALLE JESUSA

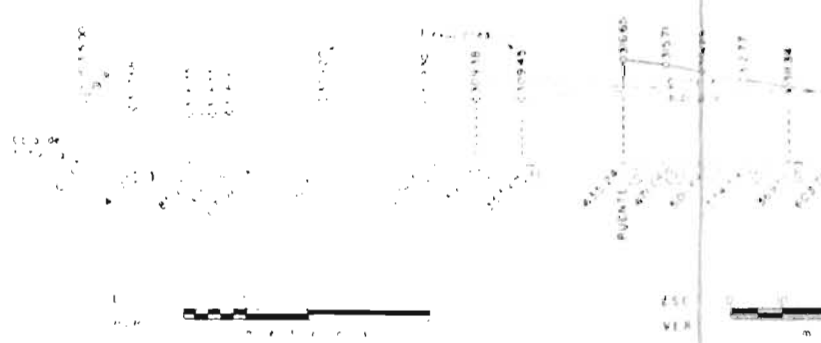


----- 1:500 (100)

A CIUDAD UNIVERSITARIA



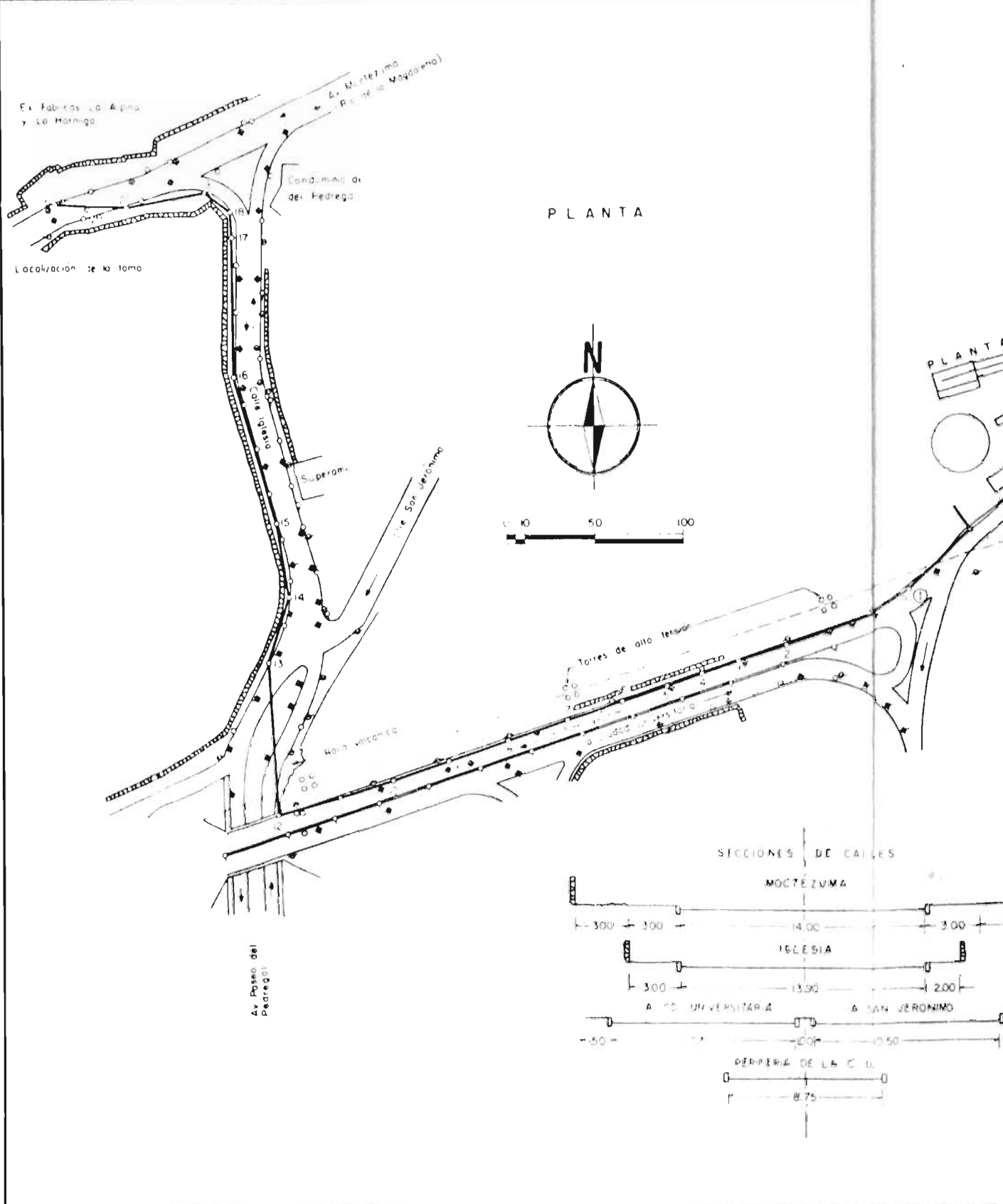
PERFIL LONGITUDINAL DE LA LÍNEA DE CONDUCCION





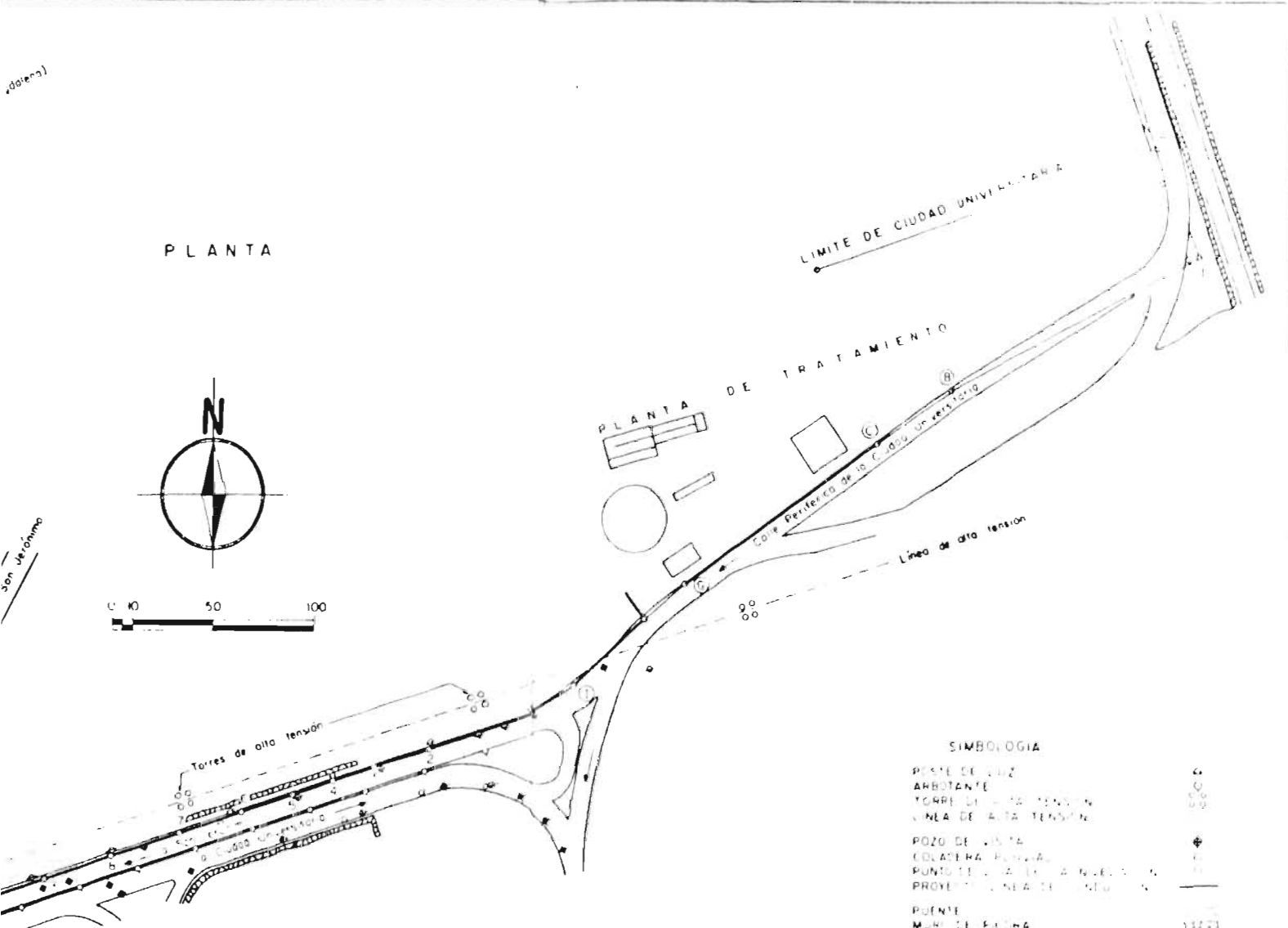
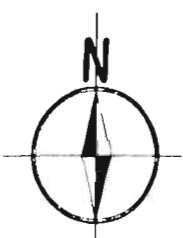






H

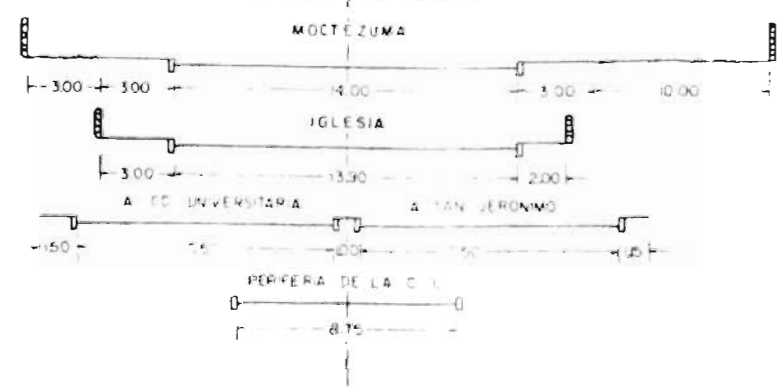
PLANTA



SIMBOLOGIA

RESTE DE LUZ	⊙
ARBOLANTE	⊕
TORRE DE ALTA TENSION	⊕
LINEA DE ALTA TENSION	---
POZO DE VISITA	⊕
COLADERA PERIFERICA	⊕
PUNTO DE VENTA DE LA RED DE ALTA TENSION	⊕
PROYECTO LINEA DE ALTA TENSION	---
PUENTE	⊕
MUR DE FERRA	⊕

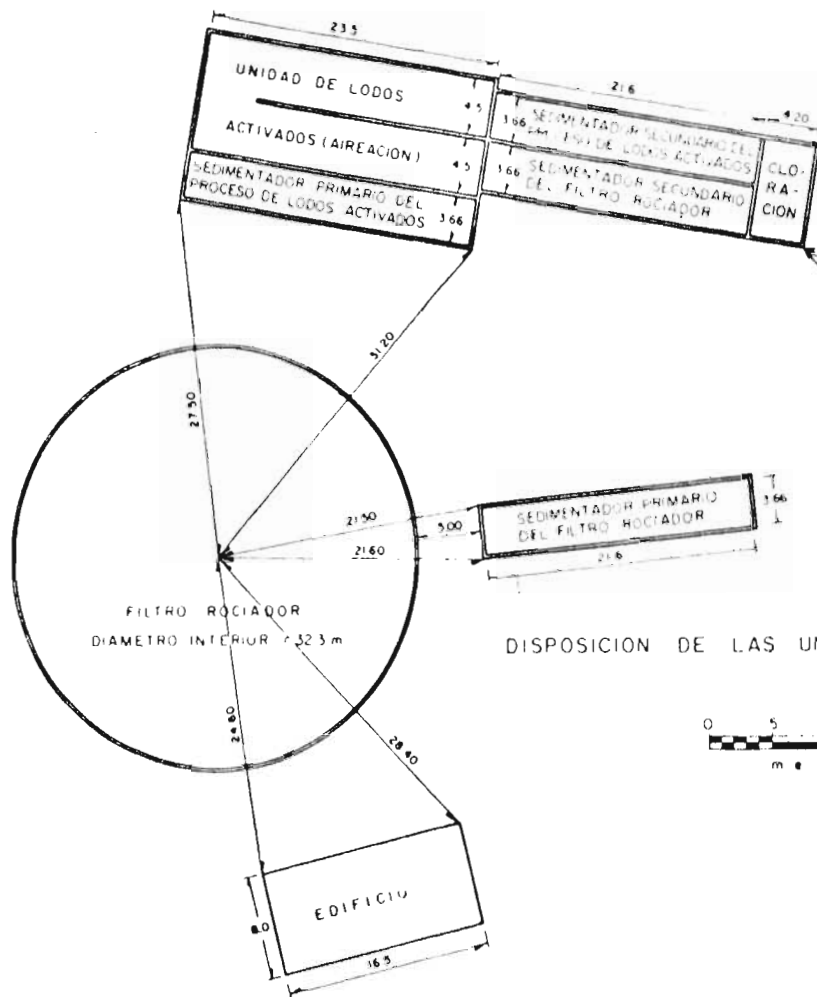
SECCIONES DE CALLES



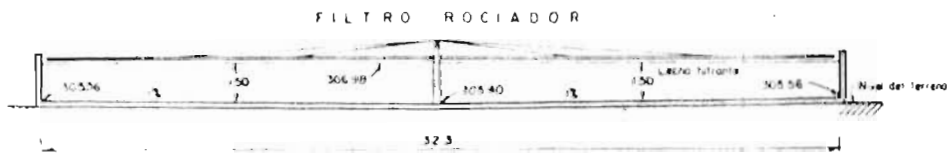
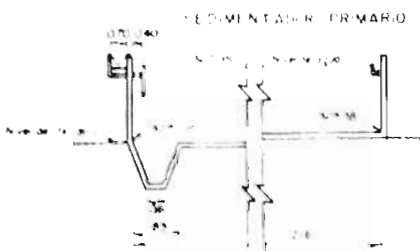
NOTAS

Detalle de distribución en planta y secciones.  
Anotaciones en metros.

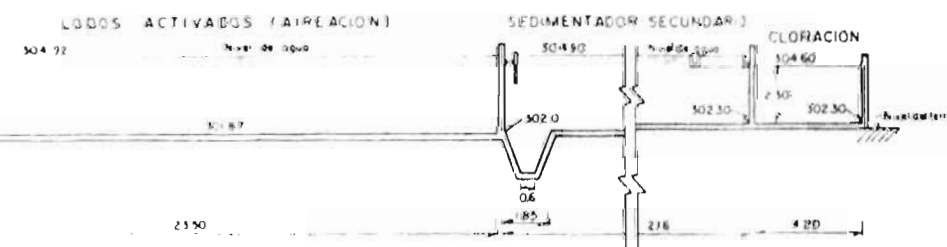
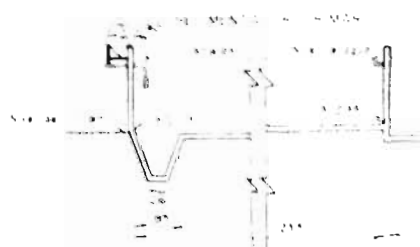
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD UNIVERSITARIA	
PROF. DR. ...	...
PLANO N° 3 Es	...



DISPOSICION DE LAS UNIDADES

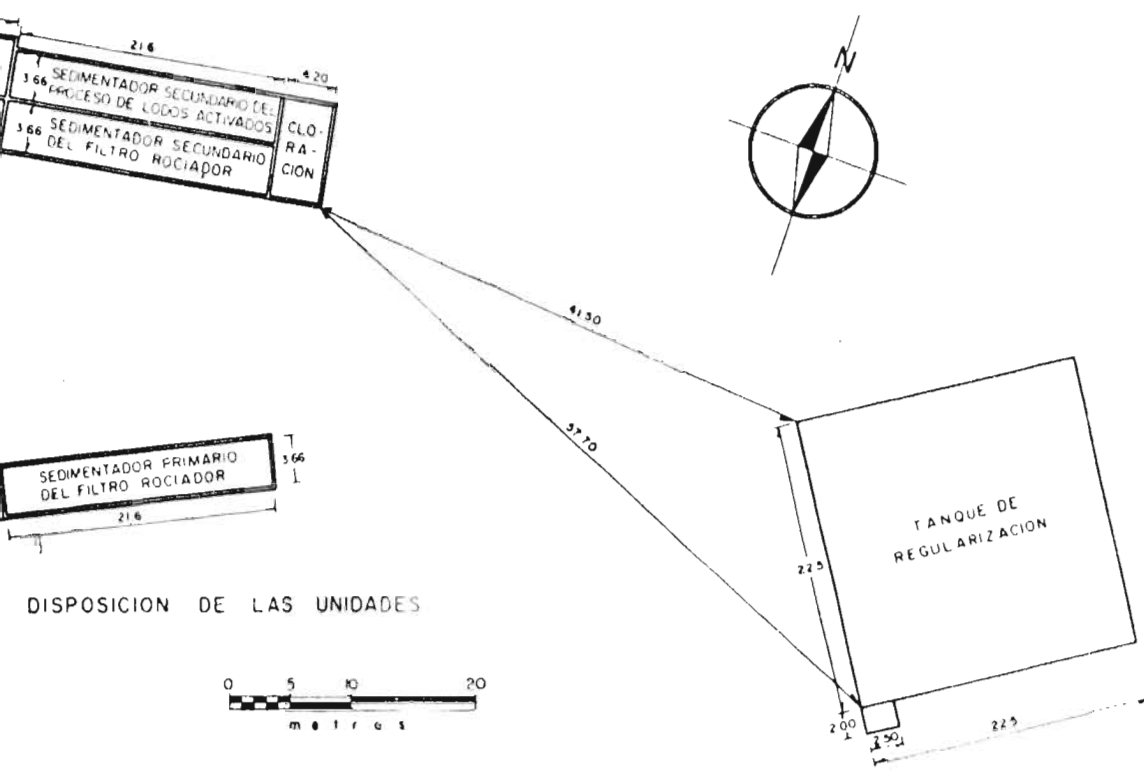


PROCESO CON FILTRO ROCIADOR



PROCESO CON LODOS ACTIVADOS

PERFILES HI



PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

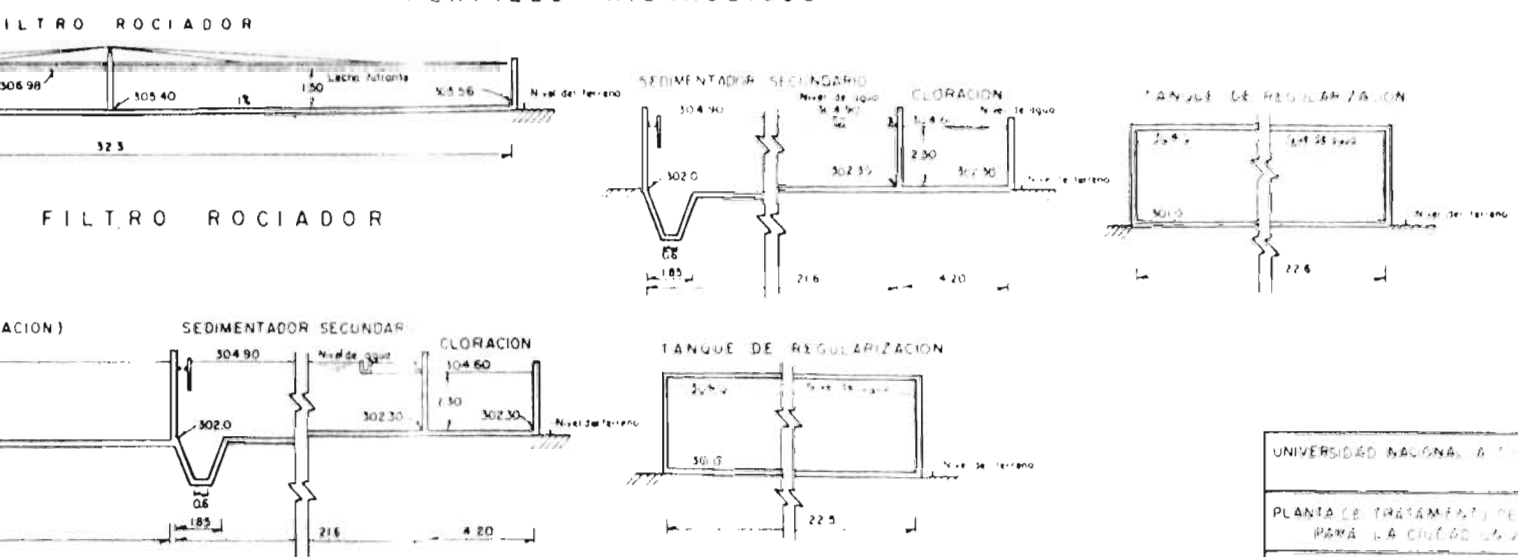
Caudal a tratar 60 l/seg  
 DBO<sub>5</sub> de diseño 150 mg/l  
 Agua negra a tratar bombeada por colector sobre el río de la Magdalena  
 Eficiencia requerida 90%  
 Unidades requeridas

Cárcamo de bombeo (en otro plano)  
 Sedimentador primario para 30 l/seg (2 unidades)  
 Lodos activados para 30 l/seg  
 Filtro rociador para 30 l/seg  
 Sedimentador secundario para 30 l/seg (2 unidades)  
 Tanque de cloración para 60 l/seg con tiempo de contacto de 20 minutos  
 Tanque regulador, capacidad 500 m<sup>3</sup>  
 Uso del agua tratada y clorada

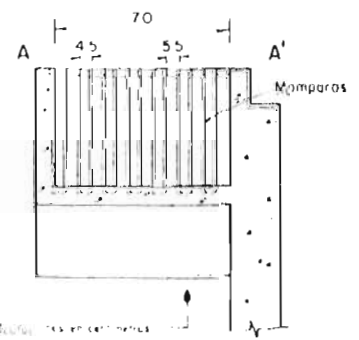
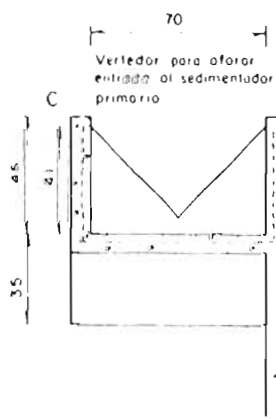
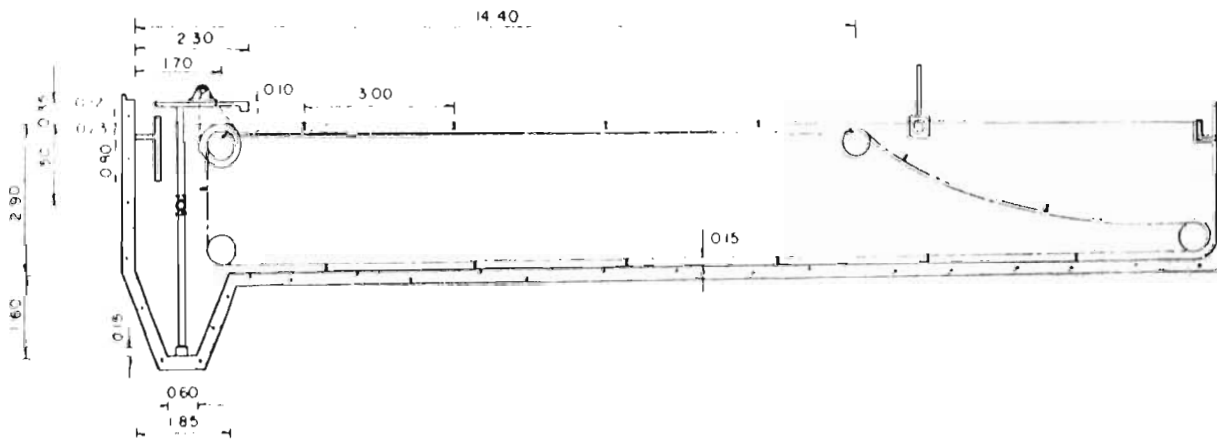
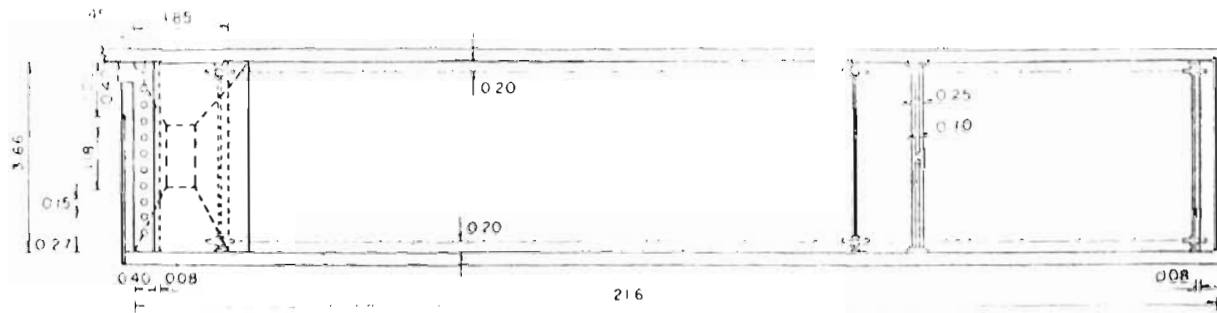
Riego de las áreas verdes dentro de la Ciudad Universitaria

DISPOSICION DE LAS UNIDADES

PERFILES HIDRAULICOS



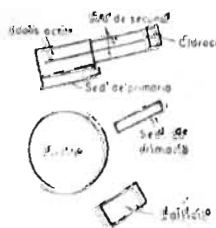
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA LA CIUDAD UNIVERSITARIA	
Perfil hidráulico y dimensiones generales de la planta	
Figura N° 4	22/05/2017



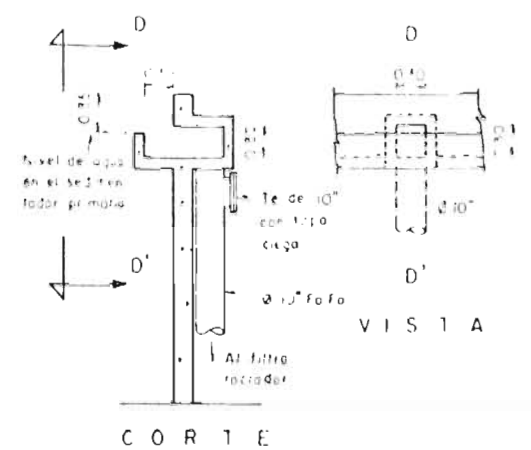
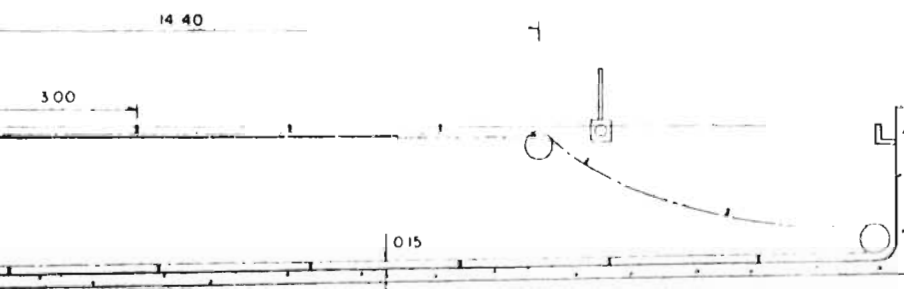
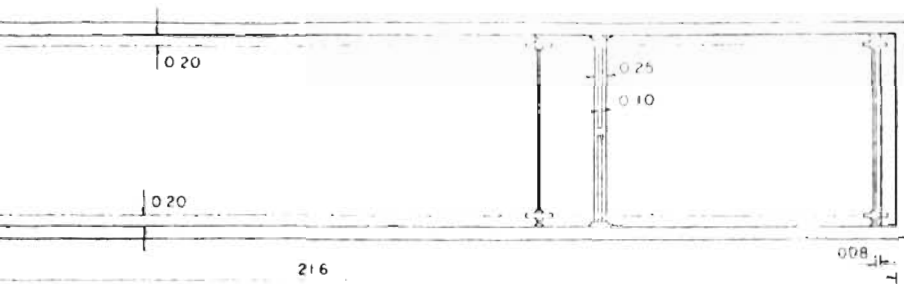
CORTE C - C'

CORTE A - A'

NOTA: Verificar con el fabricante de los equipos el tipo de material a utilizar.

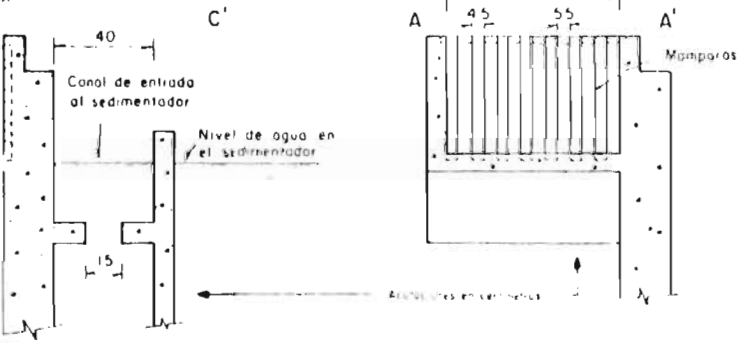
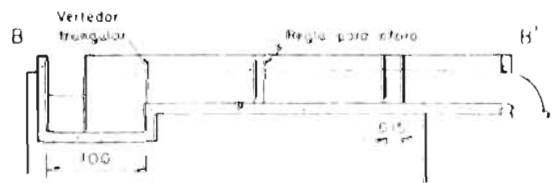
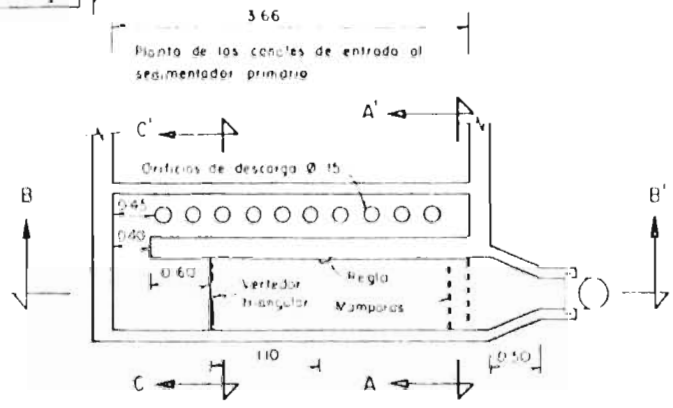


B  
↑



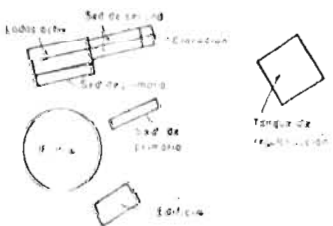
Descarga del sedimentador primario al filtro recogedor

Nota: Ver los detalles y forma de los detalles de la secundaria.



**CORTE A - A'**

**CORTE B - B'**

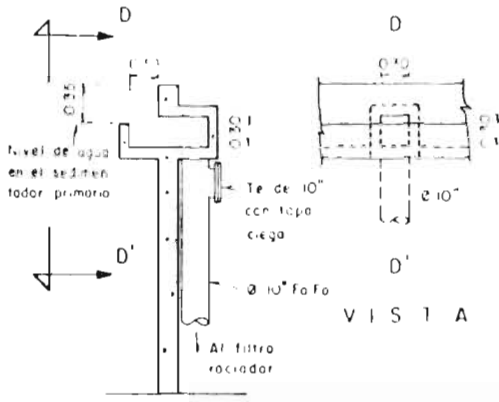
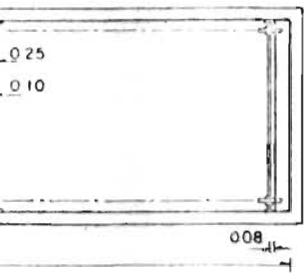


**SEDIMENTADOR**

Datos de diseño:

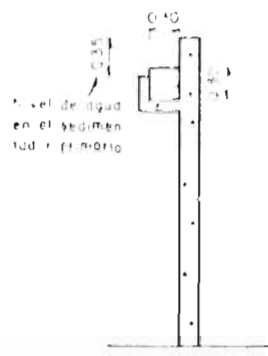
- Sedimentador
- Ø 30 m
- Tiempo de retención
- Carga superficial
- Eficiencia
- 30% en remoción
- Remoción de fondo
- Remoción de lodos
- Banda libre Ø 35 m
- Canal de entrada 4'x30' ips
- Velocidad en el canal
- Descarga al sedimentador
- Sedimentador
- Vertedor triangular
- Regla
- Mamparas
- Canal de salida
- Sección Ø 3'x3' Ø 3'
- Canal de regulación
- Ancho Ø 70 m
- Altura posterior al
- Empuje
- Ruinas con malla
- Descargador

Nota: Por los m... la unidad de... el de la unidad... resto de d... m...



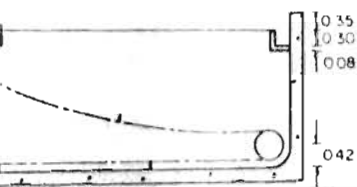
CORTE

Descarga del sedimentador primario al filtro rociador

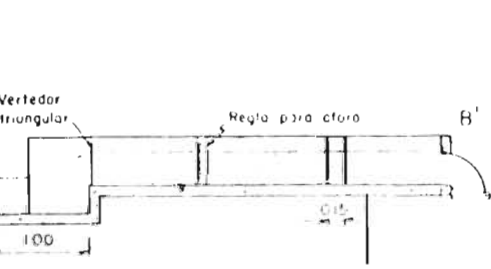
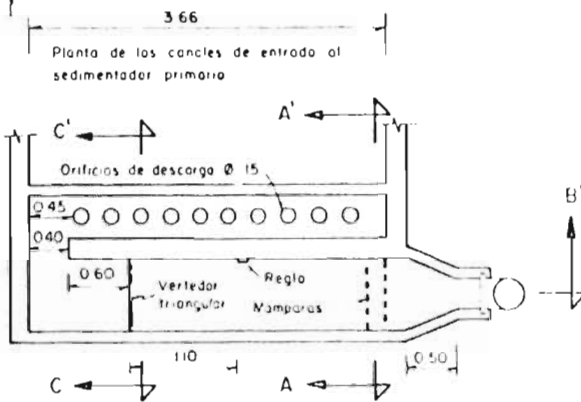


CORTE

Descarga del sedimentador primario al tanque de lodos activados

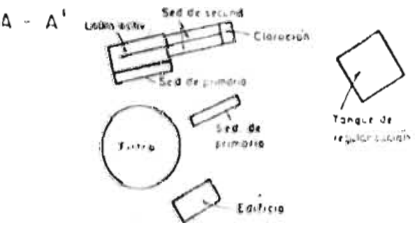


Nota: Ver los detalles y forma de eliminación de lodo y en los detalles de sedimentador secundario.

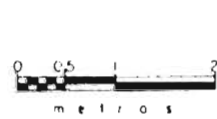


**SEDIMENTADOR PRIMARIO**  
 Datos de diseño -  
 Sedimentador:  
 q: 30 lps (sin retención)  
 Tiempo de retención: 2 horas  
 Carga superficial: 40.8 m<sup>3</sup> por día/m<sup>2</sup>  
 Eficiencia:  
 30% de remoción de DBO  
 Pendiente del fondo del tanque: 1%  
 Remoción de lodos: 100% (tubería de fo fo de 15 cm de diámetro)  
 Borde libre: 0.35 m  
 Canal de entrada:  
 q: 60 lps  
 Velocidad en el canal de entrada: 0.45 m/seg  
 Descarga al sedimentador: 10 orificios de 0.15 m de diámetro  
 Dimensiones:  
 Sedimentador:  
 Filtro Rociador: 21.6 m  
 Lodos Activados: 23.5 m  
 Ancho: 3.66 m  
 Profundidad media: 2.75 m  
 Volumen de la zona de retención: 6.0 m<sup>3</sup>  
 Canal de entrada:  
 Ancho: 0.4 m  
 Traveso: 0.3 m  
 Borde libre: 0.12 m  
 Diámetro de orificios de entrada al sedimentador: 0.15 m  
 Canal de salida:  
 Sección: 0.3 x 0.3 m  
 Canal de regulación dotado de vertedor triangular para aforo  
 Ancho: 0.70 m  
 Altura anterior al vertedor: 0.45 m  
 Altura posterior al vertedor: 0.72 m  
 Equipo:  
 Revestido con metal y material conductor  
 Depósito:

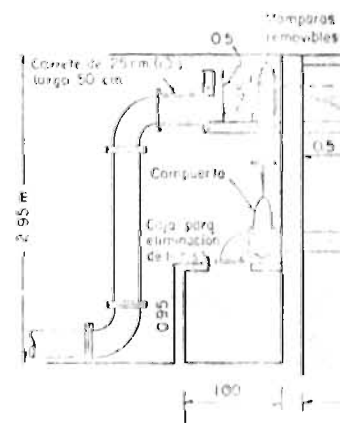
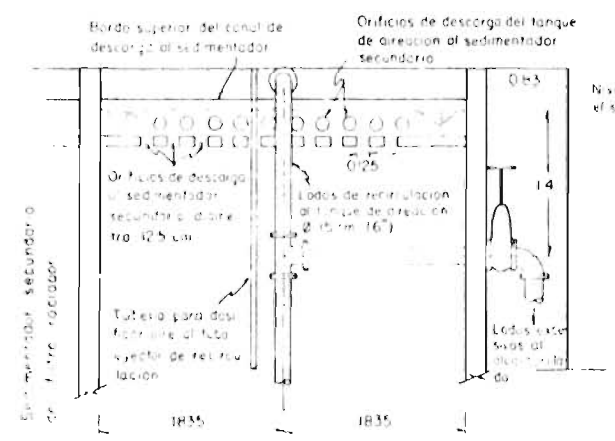
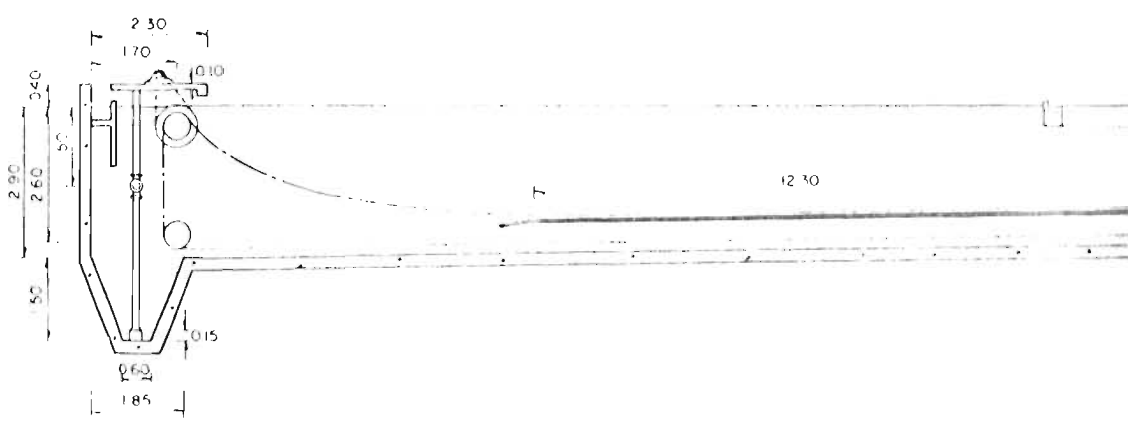
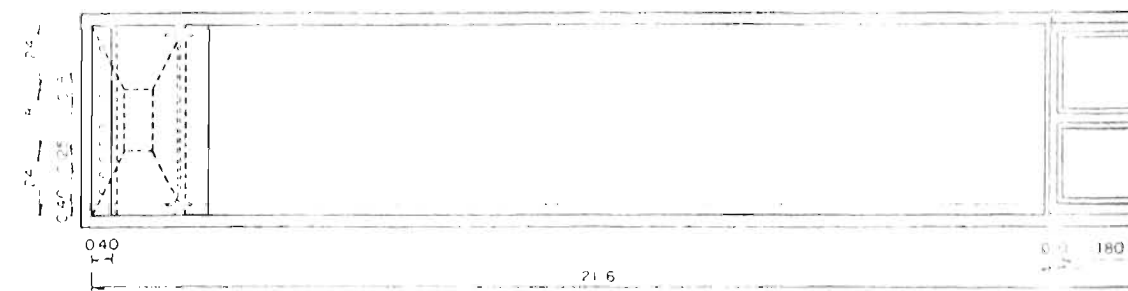
Nota: Para ser más claros, todos los sedimentadores primarios para la unidad de lodos activados serán de 4.75 m de largo, es de la unidad de filtro rociador será de 21.6 m (E) resto de dimensiones y detalles será idéntico.



CORTE B B'



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS BÁSICAS	
INGENIERÍA EN CIENCIAS AMBIENTALES	
Sedimentador primario	
Plano No. 1	Fecha: 10/01/2010



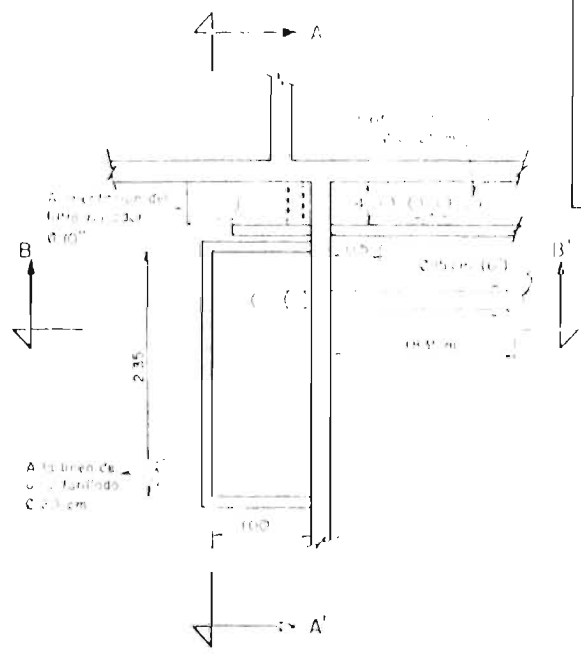
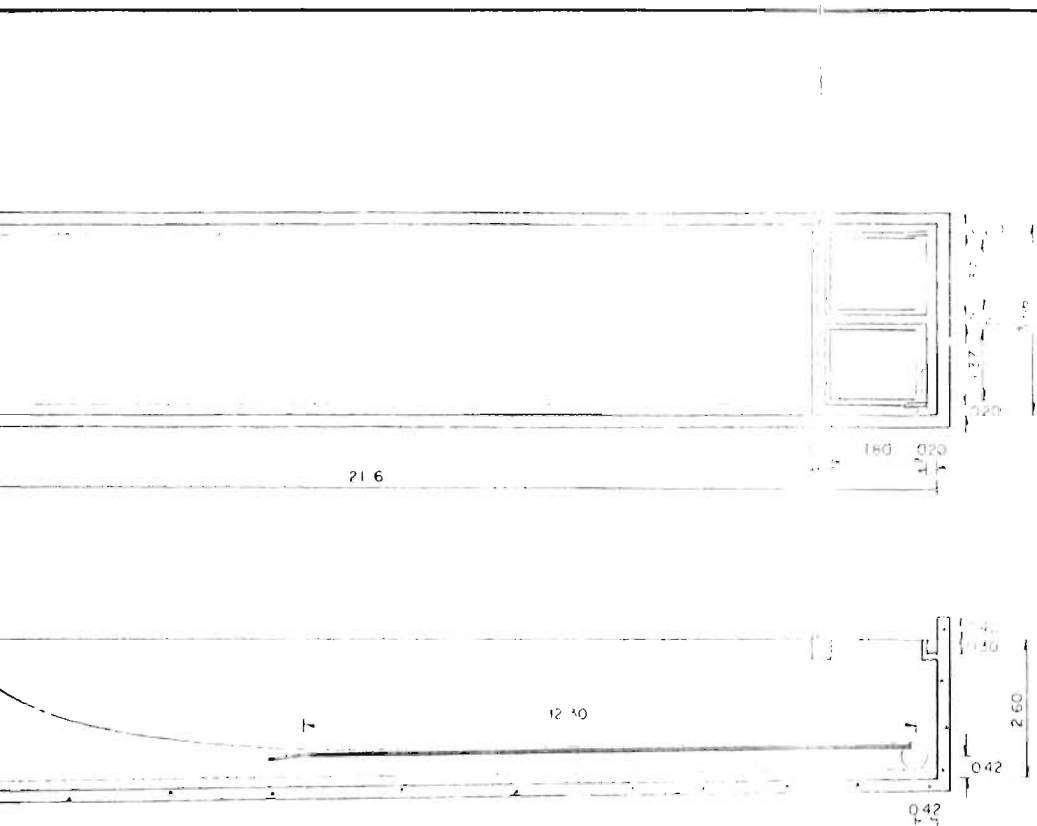
CORTE B

DETALLE DE CONEXIÓN ENTRE EL TANQUE DE AERACIÓN Y EL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

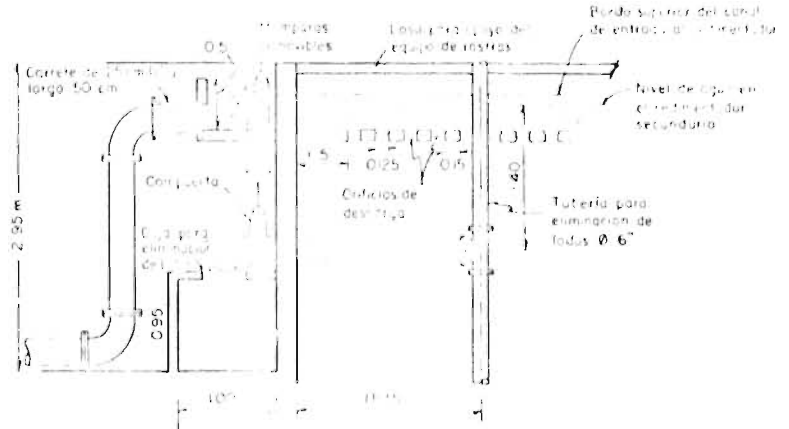
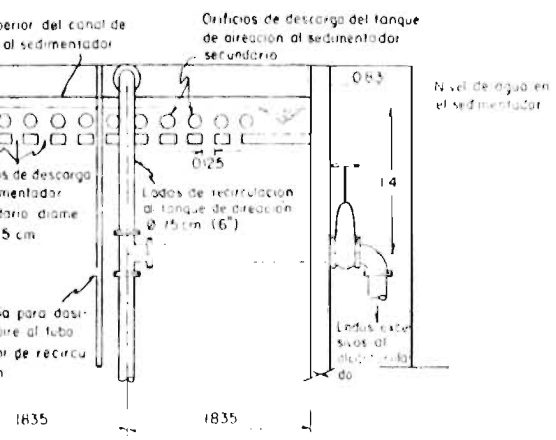
DETALLE DE ENTRADA AL SEDIMENTADOR SECUNDARIO DEL FILTRO



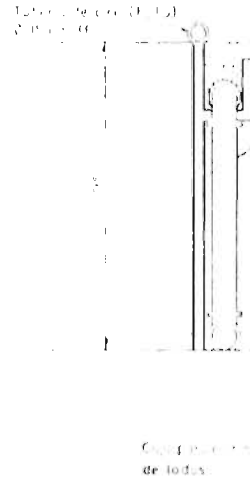




DETALLE DE LA ESCALERA DE ACCESO



CORTI B - B'



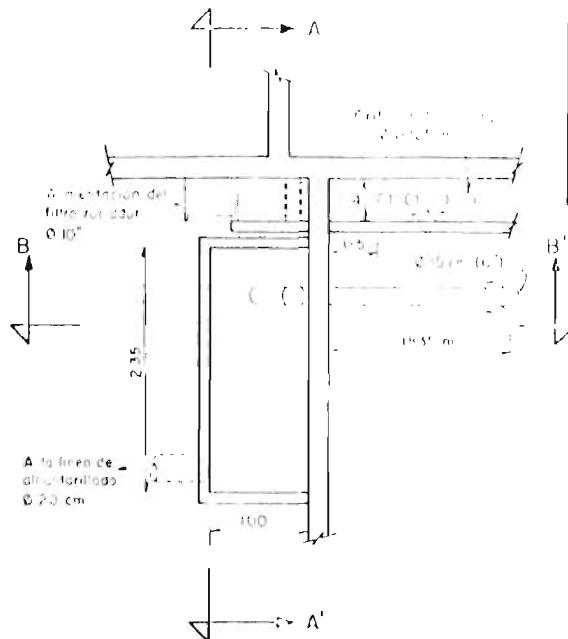
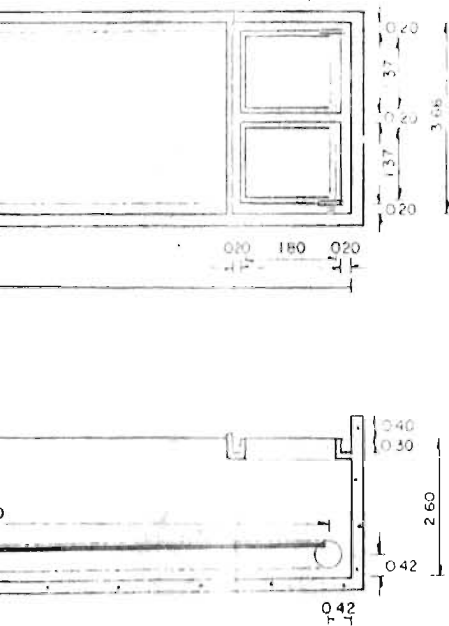
CORTI

DE COMUNICACION ENTRE EL TANQUE DE AERACION Y EL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

DETALLE DE ENLACE PARA ALIMENTACION AL SEDIMENTADOR SECUNDARIO



Antes de ser construido el sistema de recolección de lodos en el fondo del tanque de aireación se debe tener en cuenta que los lodos se acumulan en los extremos de los canales de recolección de lodos y que los lodos se acumulan en los extremos de los canales de recolección de lodos y que los lodos se acumulan en los extremos de los canales de recolección de lodos.



DETALLE DE LA DESCARGA DE LODO

1. El tubo de descarga de lodo debe ser de material resistente a la corrosión y a la abrasión. Se recomienda el uso de PVC de alta densidad o acero inoxidable.

2. El tubo debe estar protegido contra golpes y vibraciones. Se debe instalar un soporte adecuado para el tubo.

3. El tubo debe tener una inclinación adecuada para facilitar el flujo del lodo. La inclinación mínima recomendada es de 1:100.

4. El tubo debe tener un diámetro adecuado para el flujo del lodo. El diámetro mínimo recomendado es de 100 mm.

5. El tubo debe tener una longitud adecuada para el flujo del lodo. La longitud máxima recomendada es de 10 m.

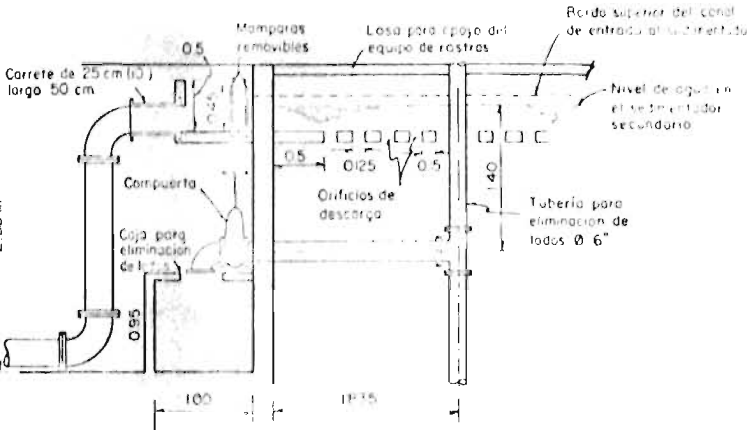
6. El tubo debe tener un tipo de conexión adecuada para el flujo del lodo. Se recomienda el uso de conexiones de tipo soldado o con juntas de tipo O-ring.

7. El tubo debe tener un tipo de protección adecuada para el flujo del lodo. Se recomienda el uso de pintura epoxi o recubrimiento de zinc.

8. El tubo debe tener un tipo de aislamiento adecuado para el flujo del lodo. Se recomienda el uso de aislamiento de lana mineral.

9. El tubo debe tener un tipo de ventilación adecuada para el flujo del lodo. Se recomienda el uso de ventiladores de tipo axial.

10. El tubo debe tener un tipo de limpieza adecuada para el flujo del lodo. Se recomienda el uso de herramientas de tipo manual.

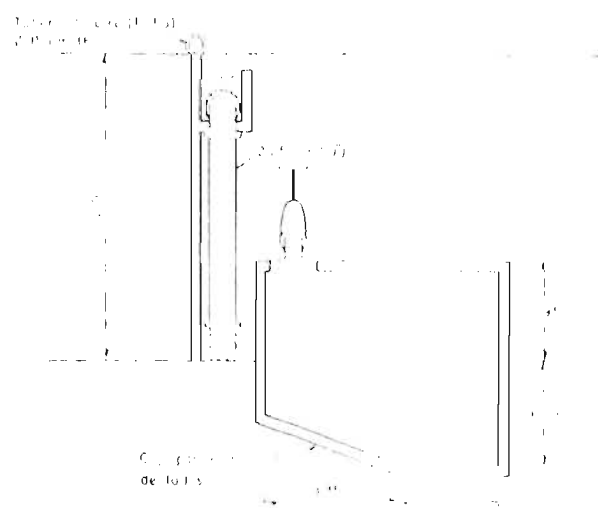


CORTE B - B'

DETALLE DE ENTRADA AL SEDIMENTADOR SECUNDARIO DEL FILTRO ROCIADOR

Nota: La caja para eliminación de lodo que aparece en la imagen anterior se coloca también en los sedimentadores primarios, cuyo nivel de agua debe ser superior al de los sedimentadores secundarios del filtro.

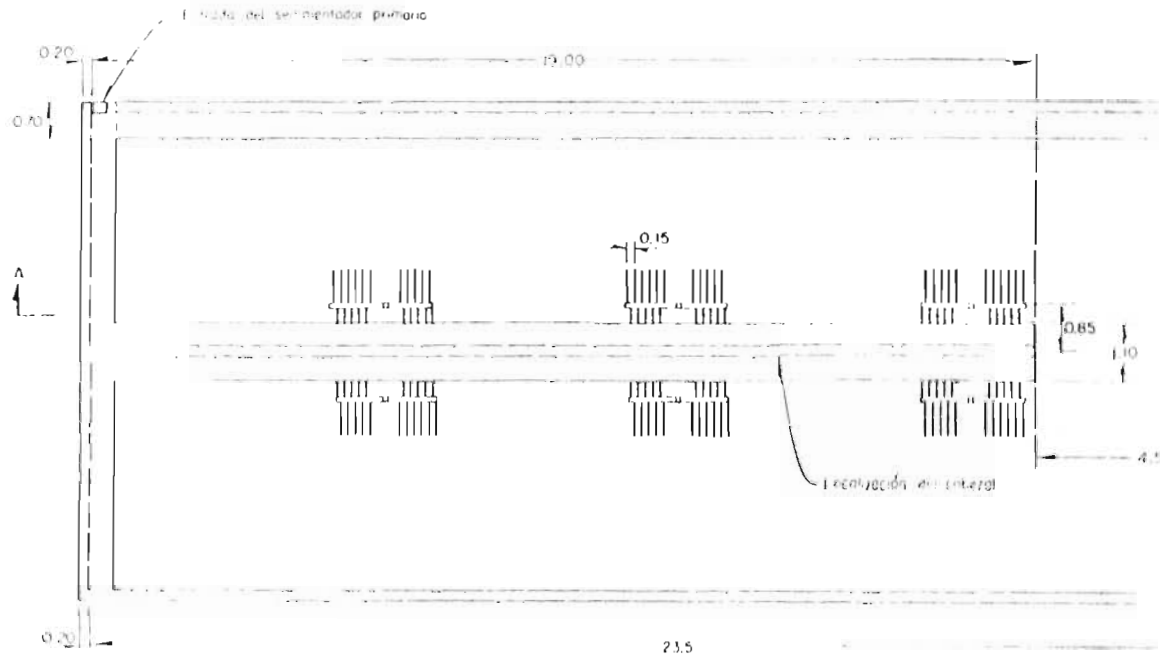
2. Se debe tener en cuenta que el lodo dado en metros.



CORTE A - A'

LISTA DE MATERIALES	
1	Tubo de PVC de alta densidad
2	Carrete de 25 cm x 50 cm
3	Compuerta
4	Mamparas removibles
5	Losa para apoyo del equipo de rastras
6	Orificios de descarga
7	Tubería para eliminación de lodos

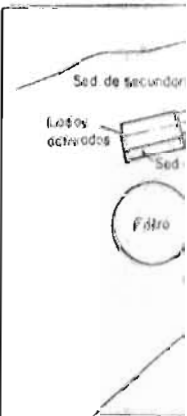
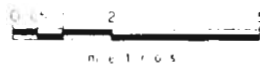
# PLANTA DE AERACION



PLANTA

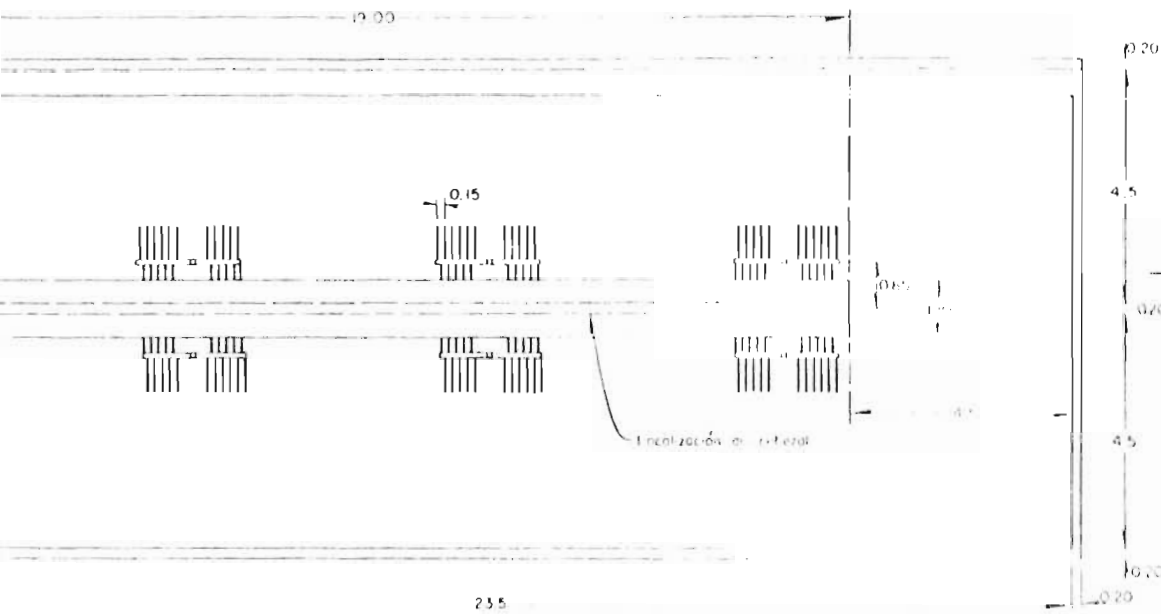


CORTE A A



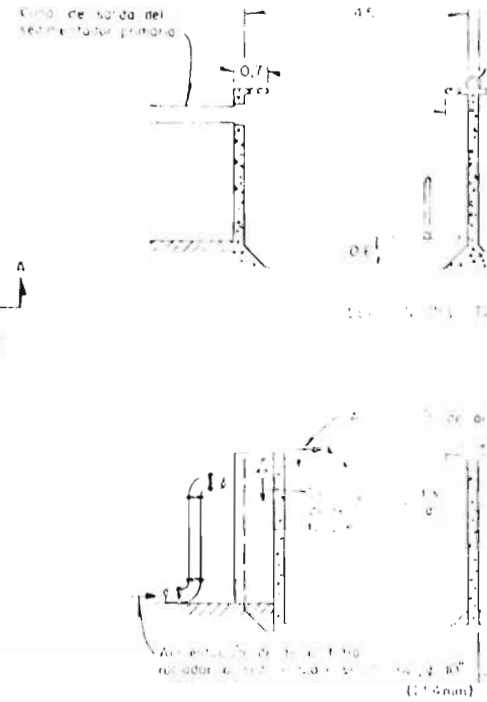
DE AERACION

Trata del sedimentador primario



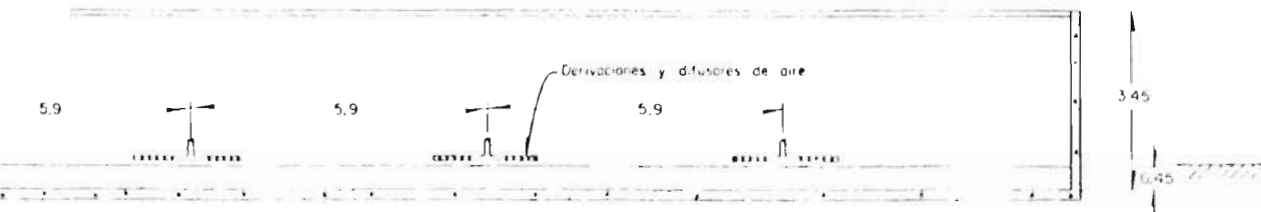
PLANTA

Acotaciones en m

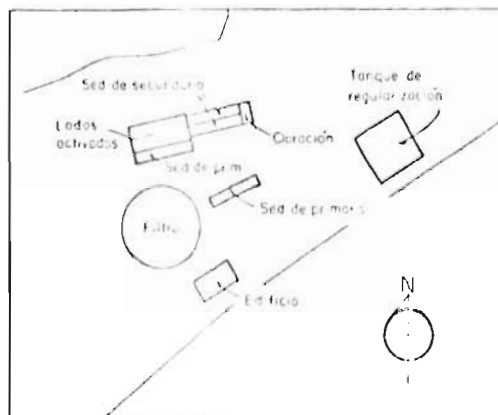
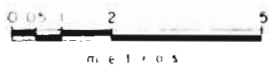


DETALLE AERACION

Punto de descarga del sedimentador primario



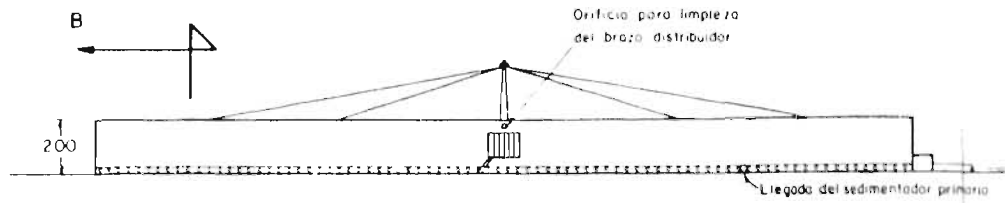
CORTE A A



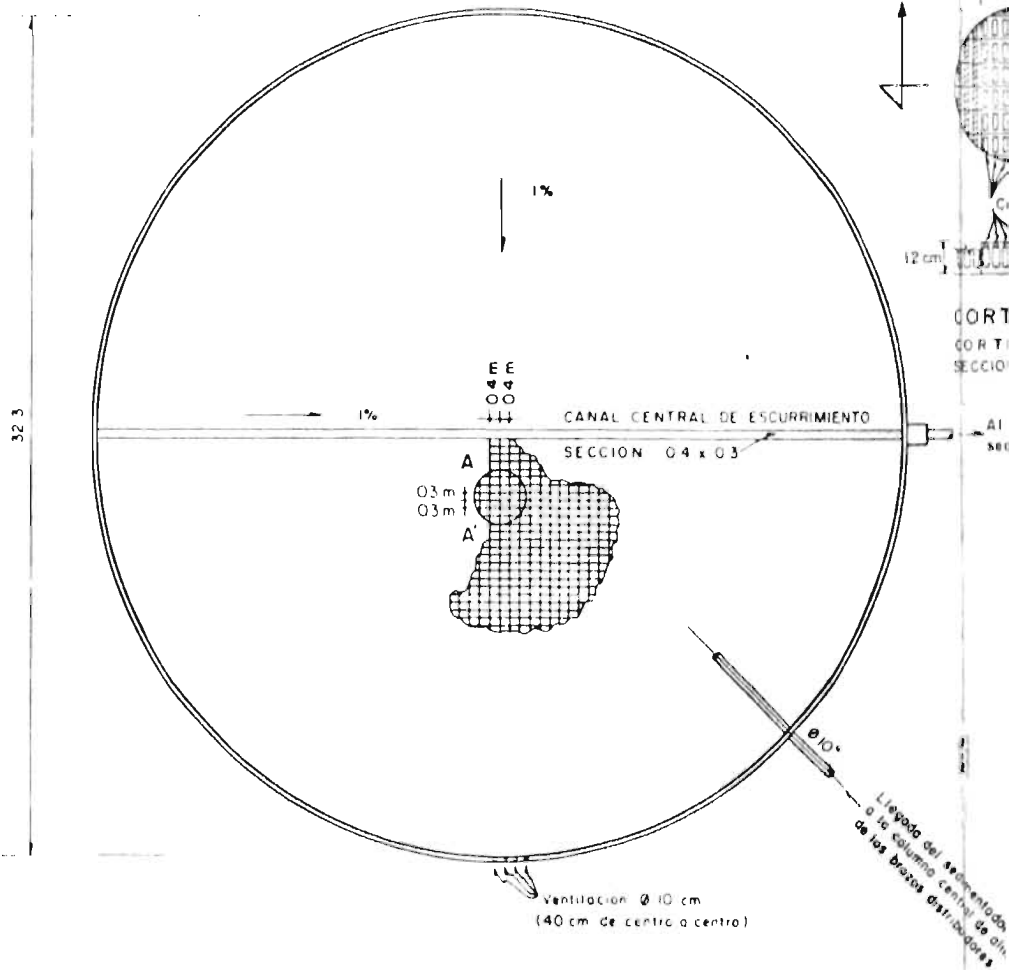
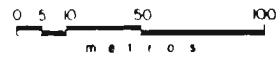
TANQUE DE AERACION

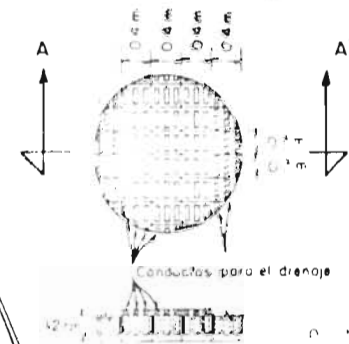
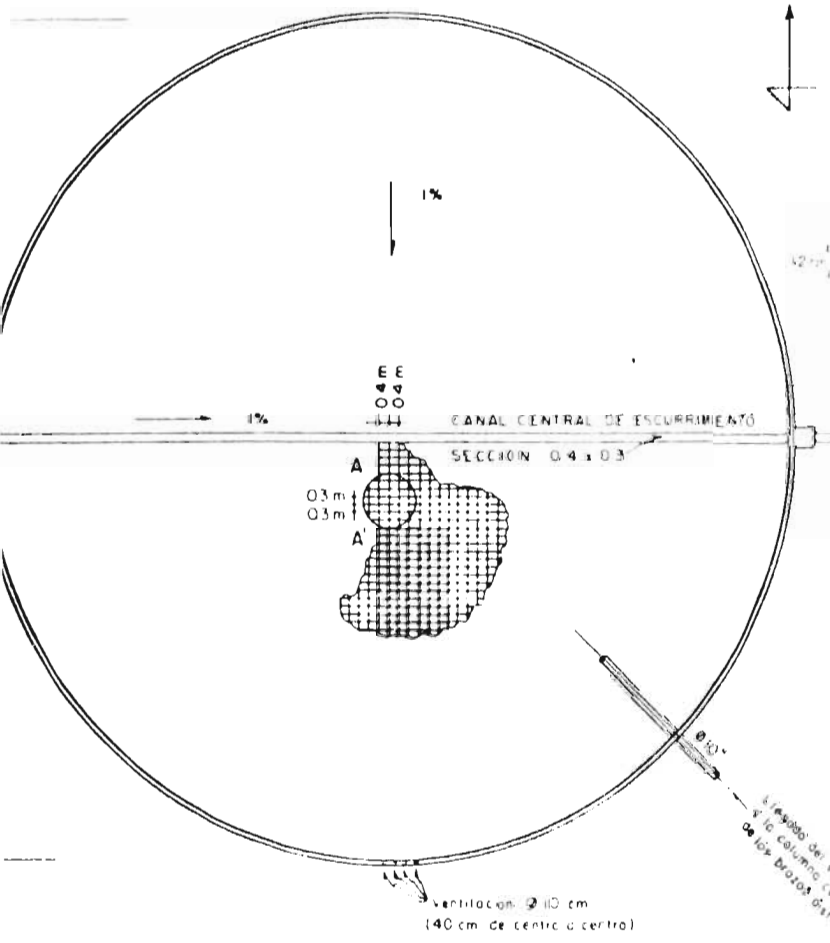
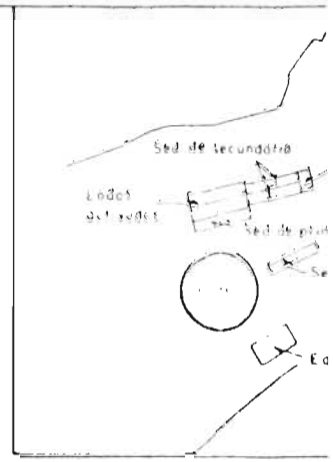
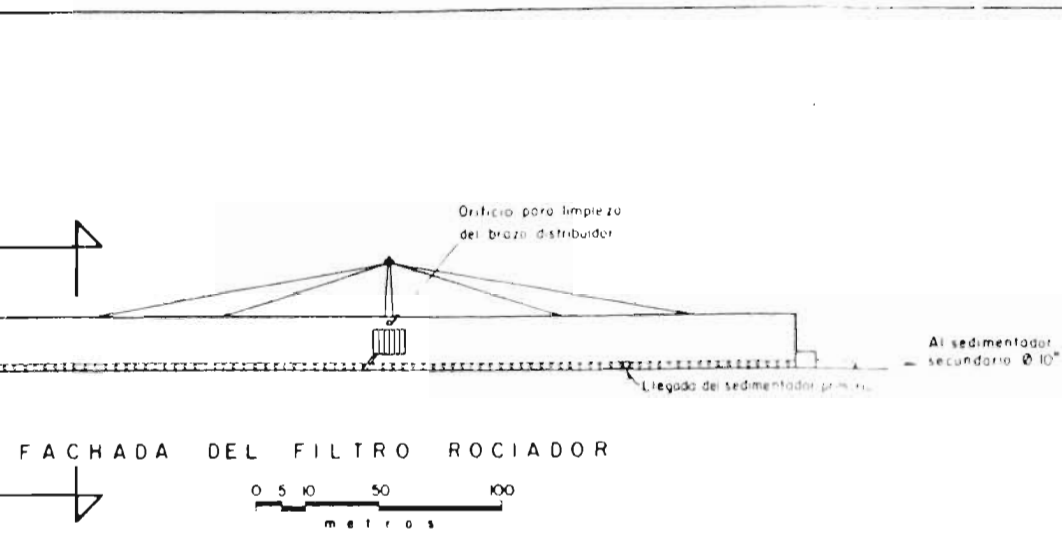
Datos de diseño:  
 Q = 37.5 lps (Carga orgánica reducida)  
 Tiempo de retención: 4.75 horas  
 Eficiencia en remoción de DBO<sub>5</sub>:  
 Borde libre: 0.4 m  
 Carga orgánica: 0.2 kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>  
 Diámetro del tanque de aereación:  
 Dimensiones:  
 Tanque de clarificación:  
 Ancho: 4.5 m (Borde libre)  
 Tronco: 3.05 m  
 Longitud: 47 m (Borde libre)  
 Equipo:  
 Calentador de agua: 1000 galones  
 Clarificador: 1000 galones  
 Tanque de regularización: 1000 galones  
 Los datos son en metros de 20 cm





FACHADA DEL FILTRO ROCIADOR

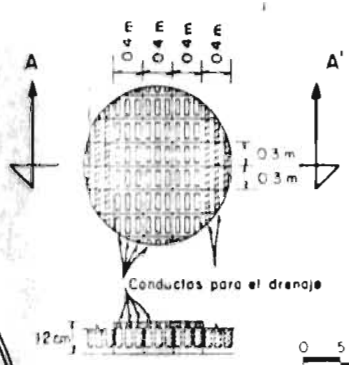
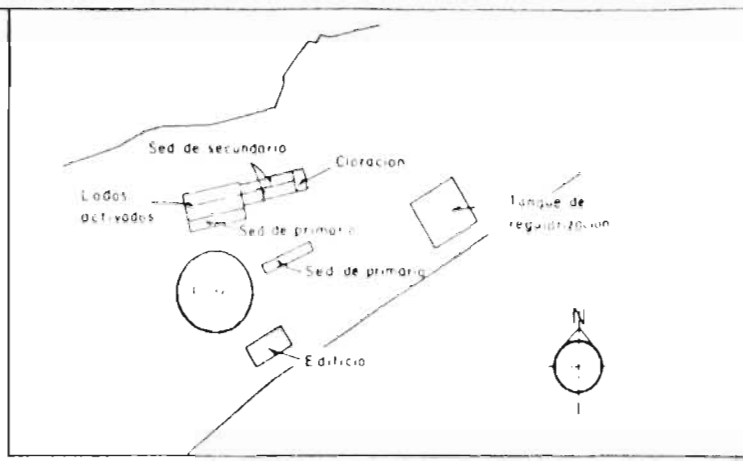




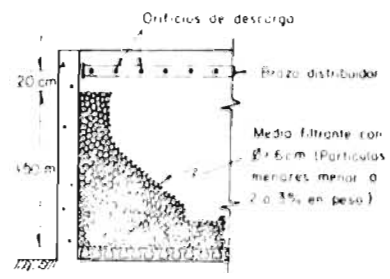
PLANTA DE UNA SECCION DEL FONDO DEL FILTRO CONSTITUIDO POR BLOQUES DE AFOTO CON CONDUCTOS PARA EL DRENAJE DEL LIQUIDO FILTRADO.

- FILTRO ROCIADOR**
- Hoja de diseño:
- Tipo de filtro normal
  - q = 30 lps
  - Carga orgánica 0.22 kg/m<sup>2</sup>/dia
  - Carga hidráulica 4.08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia
  - Eficiencia en remoción de DBO<sub>5</sub> 83%
  - Pendiente del piso 1%
  - Borde libre 40 cm
  - Canal central de desahogo
  - Copias para trabajar máxima al 50 dimensiones
  - Volumen de media filtrante 1236 m<sup>3</sup>
  - Superficie de filtro 823 m<sup>2</sup>
  - Diámetro 32.3
  - Espesor del medio filtrante 1.5 m
  - Costo central
  - Base 0.4 m
  - Altura 0.3 m
  - Fondo del filtro a cost de bloques de Equispo
  - Columna central de distribución
  - Brazos periféricos para la distribución

Nota: Se da cotación todas las dimensiones en metros



PLANTA DE UNA SECCION DEL FONDO DEL FILTRO CONSTITUIDO POR BLOQUES DE APOYO CON CONDUCTOS PARA EL DRENAJE DEL LIQUIDO FILTRADO

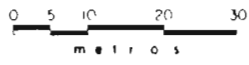


CORTE B-B'  
SECCION DEL FILTRO INDICANDO MEDIO FILTRANTE Y BRAZO DISTRIBUIDOR

CORTE A-A'  
CORTE DE LA SECCION DE FONDO

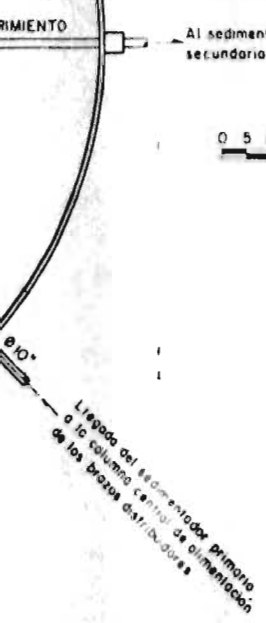
FILTRO ROTADOR

- Datos de diseño -
- Tipo de filtro normal
- q = 30 lps
- Carga orgánica 0.22 kg/m<sup>3</sup>/dia
- Carga hidráulica 4.08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia
- Eficiencia en remoción de DBOs = 83%
- Pendiente del piso 1%
- Bordo libre 40 cm
- Canal central de descarga -
- Capacidad para trabajar máximo al 50%
- Dimensiones -
- Volumen del medio filtrante 1236 m<sup>3</sup>
- Superficie de filtro 623 m<sup>2</sup>
- Diametro 32.3
- Espesor del medio filtrante 1.5 m
- Canal central
- Base 0.4 m
- Altura 0.3 m
- Fondo del filtro a base de bloques de concreto
- Equipo -
- Columna central de distribución
- Brazos giratorios para la distribución de agua negra sedimentada

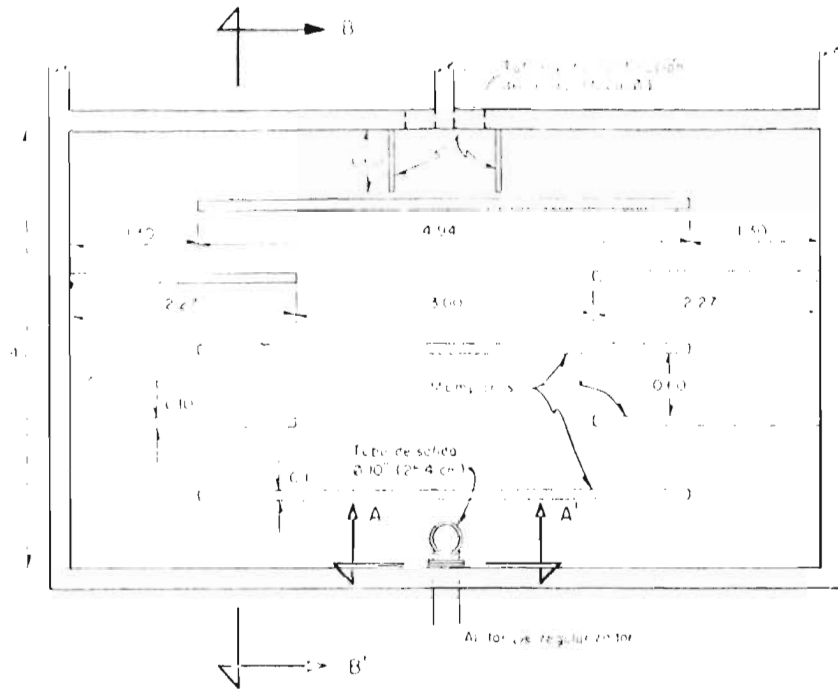


Nota: Salvo aclaración todas las alturas en metros

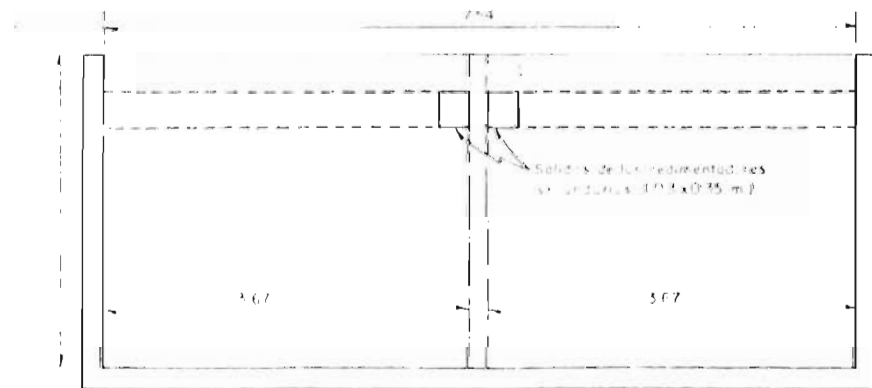
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA LA CIUDAD UNIVERSITARIA	
Filtro rotador	
Escala 1:250	Folio 1
Fecha: Octubre de 1969	







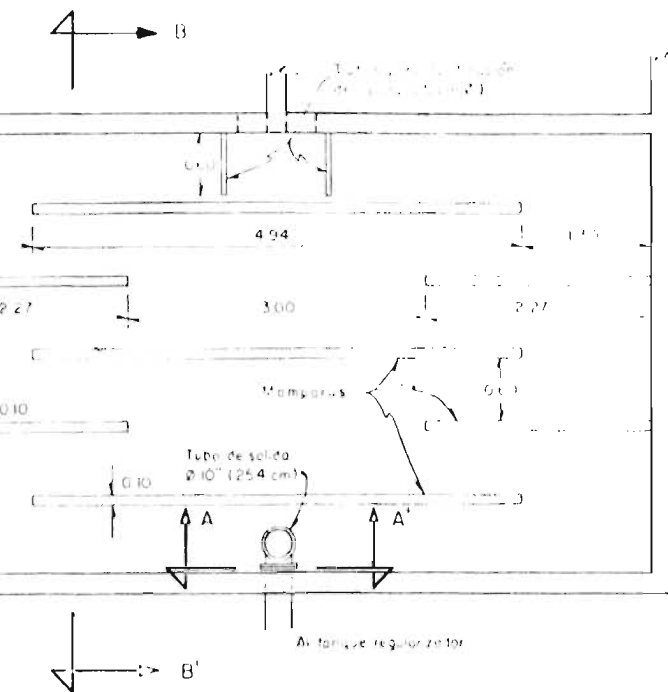
PLANTA DE TANQUE DE CLORACION



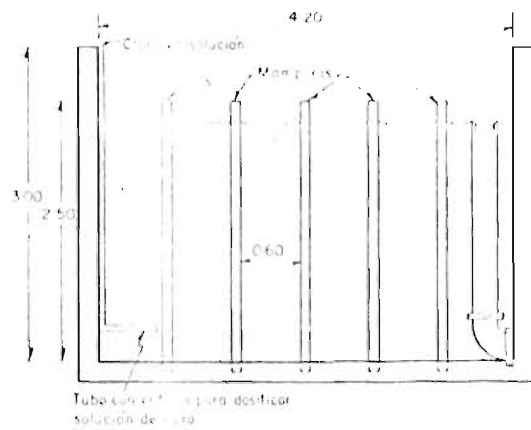
ELEVACION



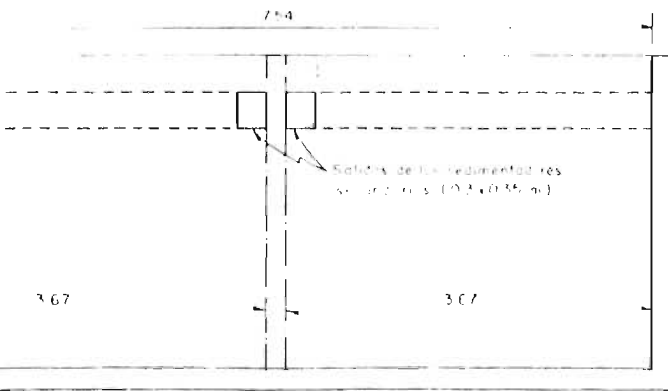
C



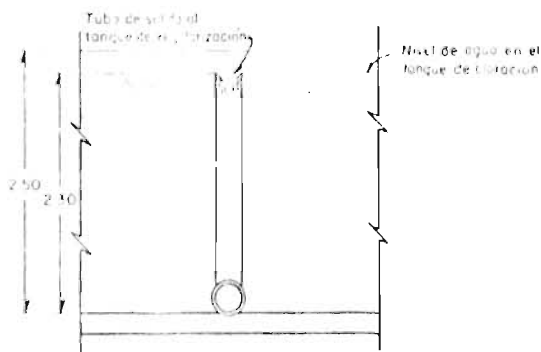
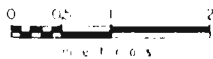
PIANTA DE TANQUE DE CLORACION



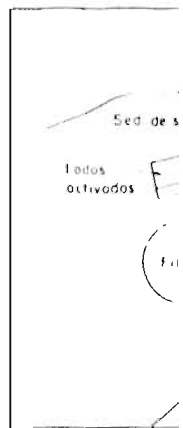
CORTE B - B'

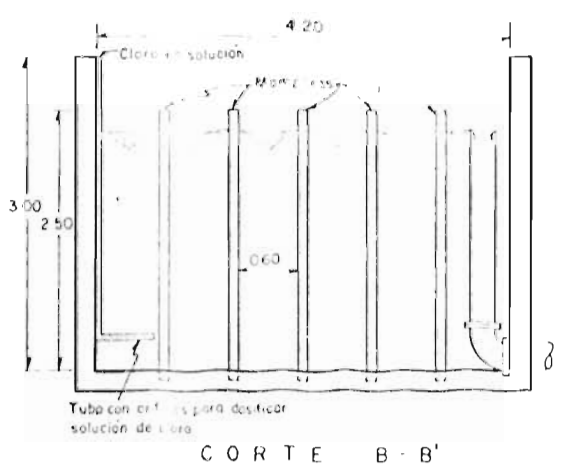


ELEVACION



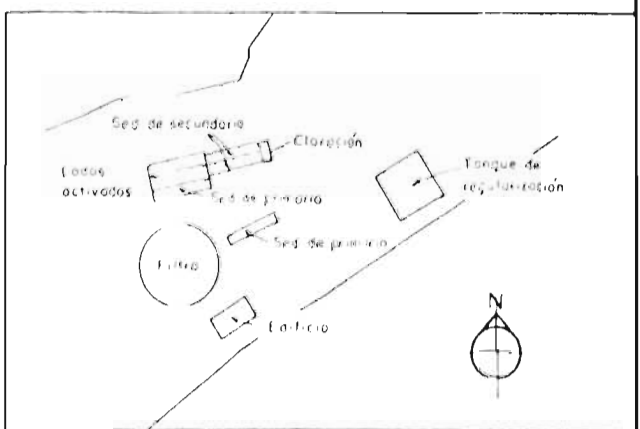
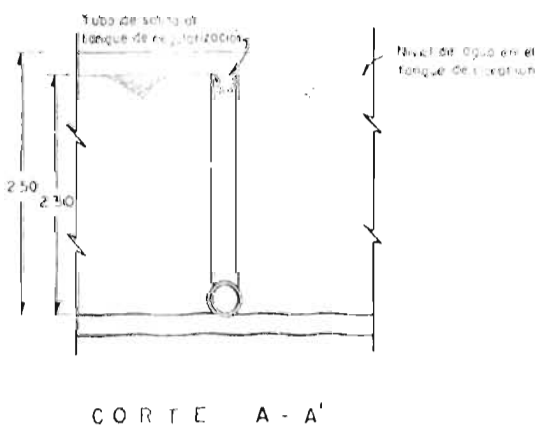
CORTE A - A'



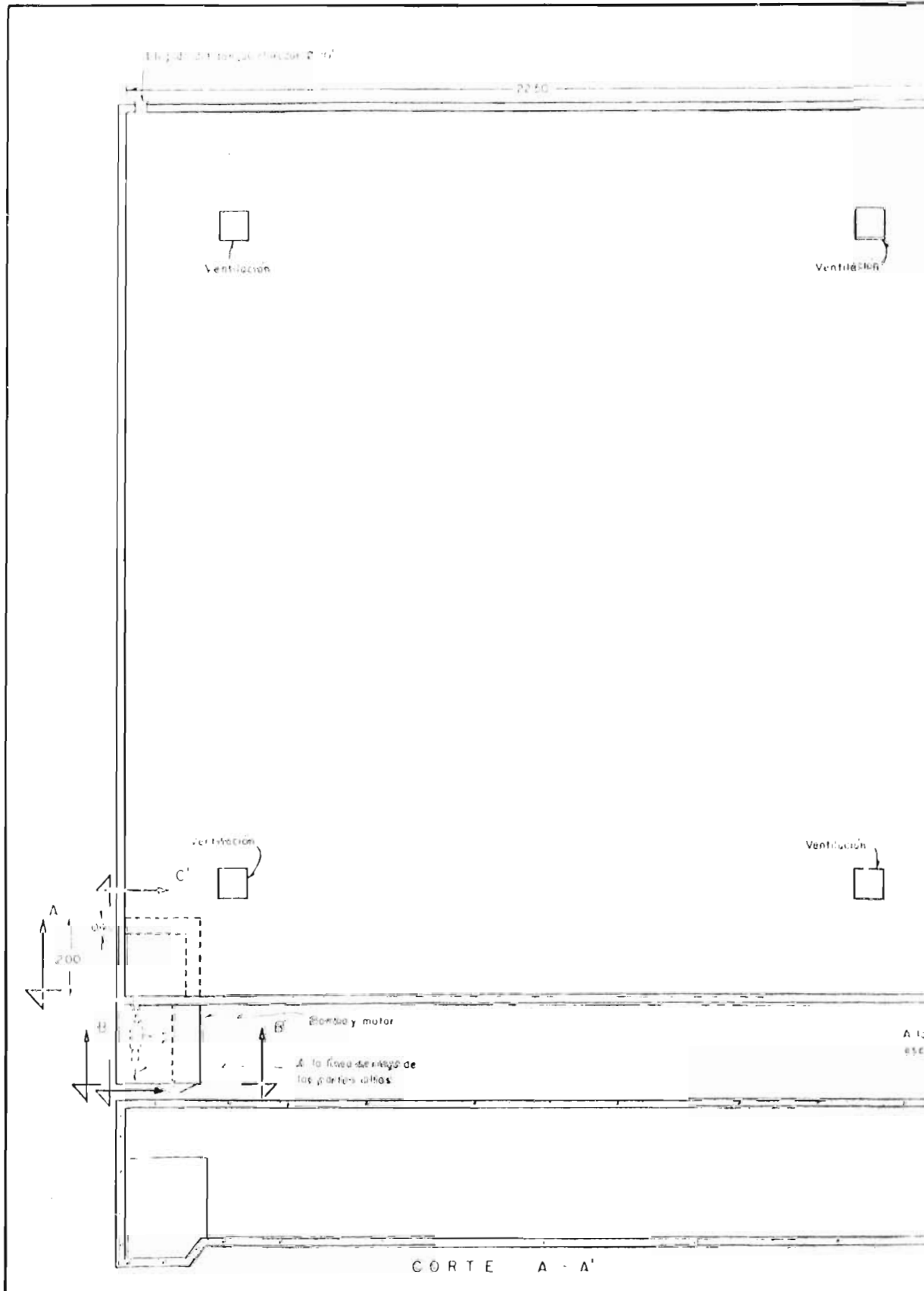


- 1. Cloro en solución
- 2. Cloro en solución
- 3. Cloro en solución
- 4. Cloro en solución
- 5. Cloro en solución
- 6. Cloro en solución
- 7. Cloro en solución
- 8. Cloro en solución
- 9. Cloro en solución
- 10. Cloro en solución
- 11. Cloro en solución
- 12. Cloro en solución
- 13. Cloro en solución
- 14. Cloro en solución
- 15. Cloro en solución
- 16. Cloro en solución
- 17. Cloro en solución
- 18. Cloro en solución
- 19. Cloro en solución
- 20. Cloro en solución

Nota: Todas las dimensiones de las conexiones estén en metros.

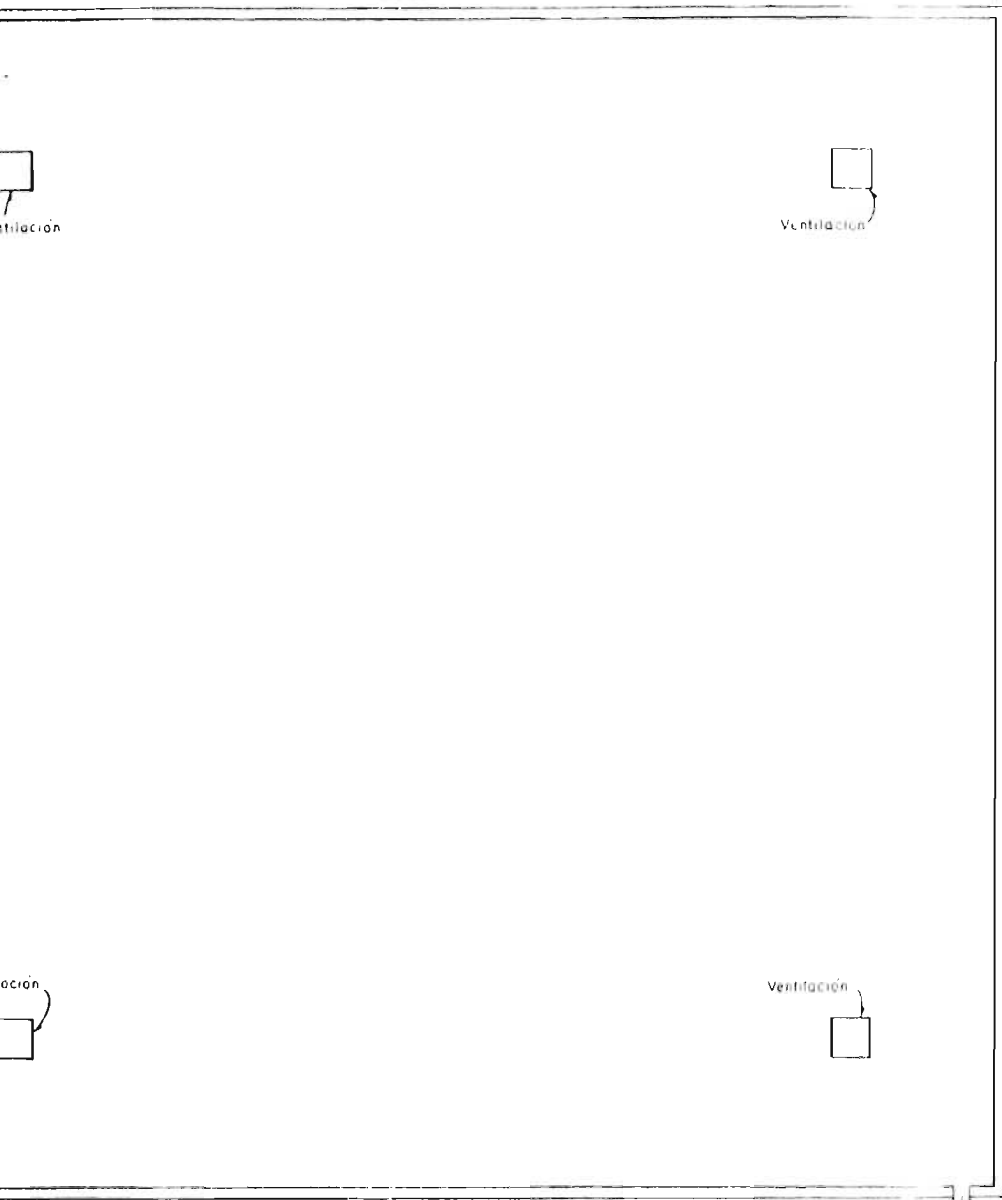


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y PETROLÍFICAS	
CARRERA DE INGENIERÍA QUÍMICA	
TANQUE DE CLORACIÓN	
ALUMNO: [ ]	FECHA: [ ]



Unque clorador  $\varnothing 10''$

22.50



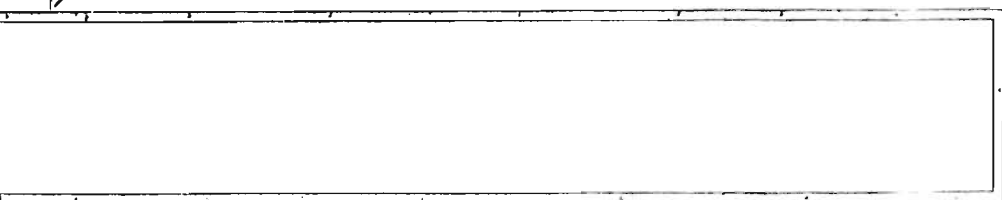
ocación

Ventilación

22.50

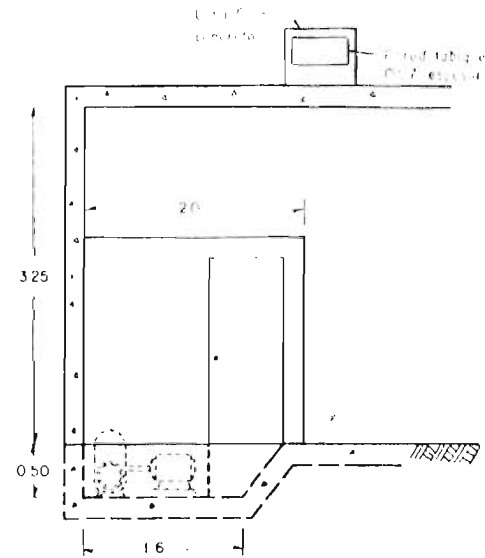
B' Bomba y motor  
 A la línea de riego de las partes altas

A la red de zona escolar  $\varnothing 12''$

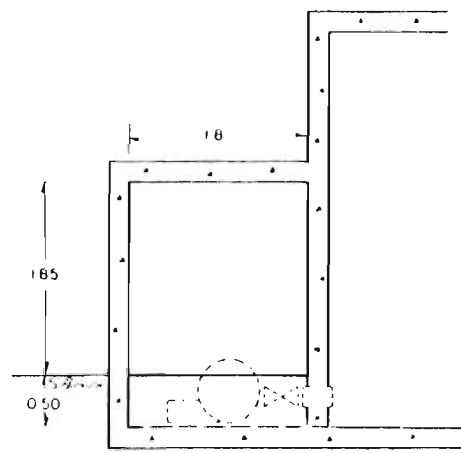


CORTE A - A'

3.25

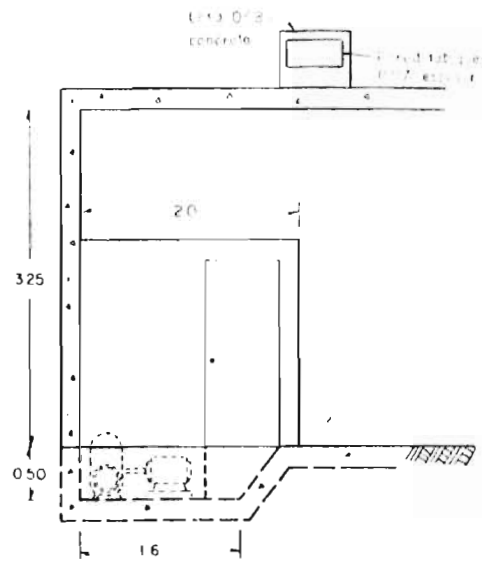
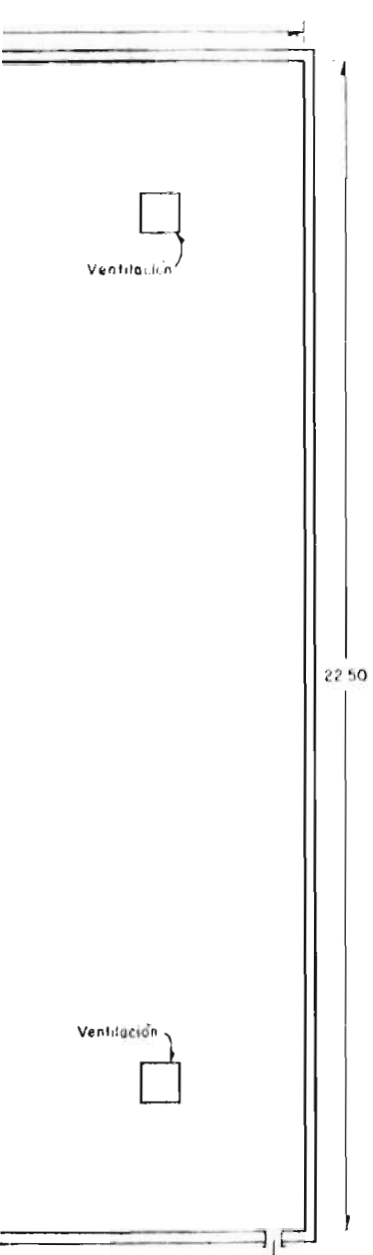


CORTE B - B'



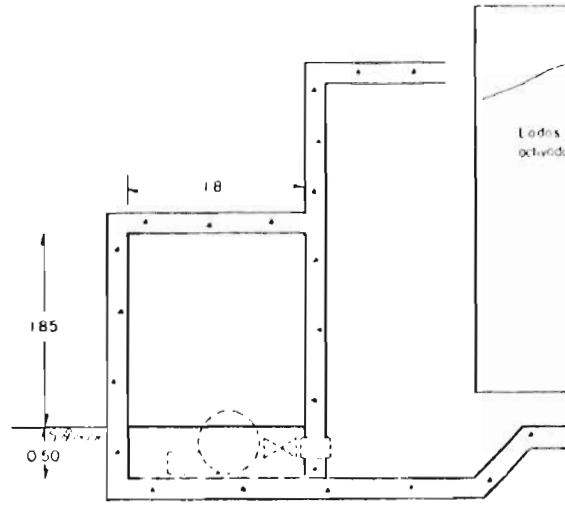
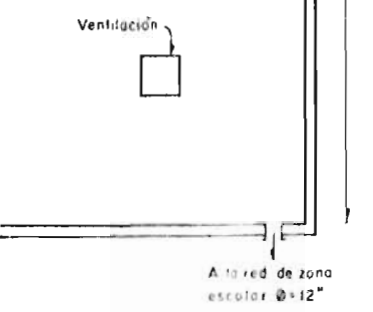
CORTE C - C'



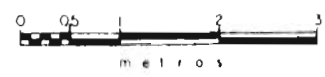
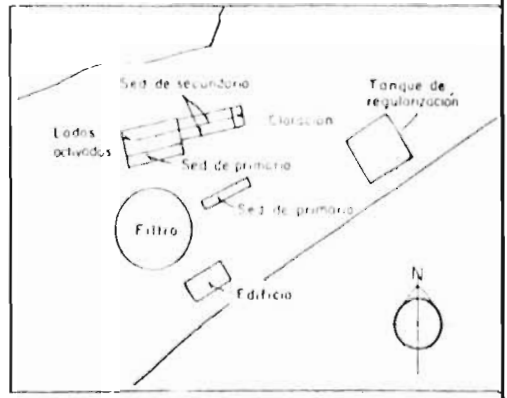


CORTE B - B'

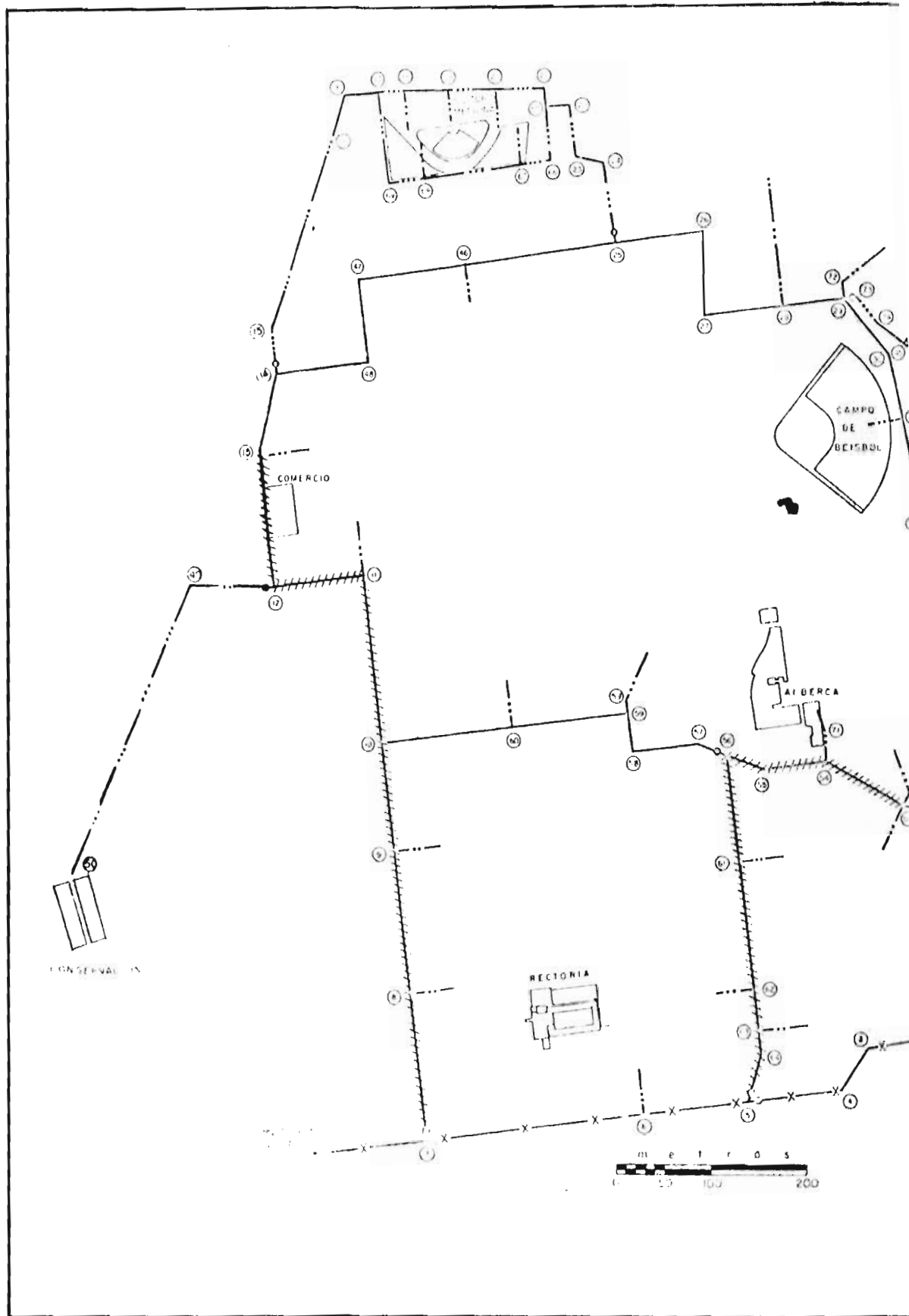
TANQUE DE REGULARIZACION  
 Dimensiones  
 Volumen total = 1000 m<sup>3</sup>  
 Dimensiones  
 Ancho: 20.5  
 Largo: 22.5  
 Tirante: 30  
 Altura interior total: 325  
 Entrada  
 Tuberia de P. P. de 254 m (10")  
 Salida  
 Tuberia de A.C. de 20 cm (8")  
 Tuberia de A.C. de 30 cm (12")  
 Equipo  
 Bomba centrífuga de eje horizontal

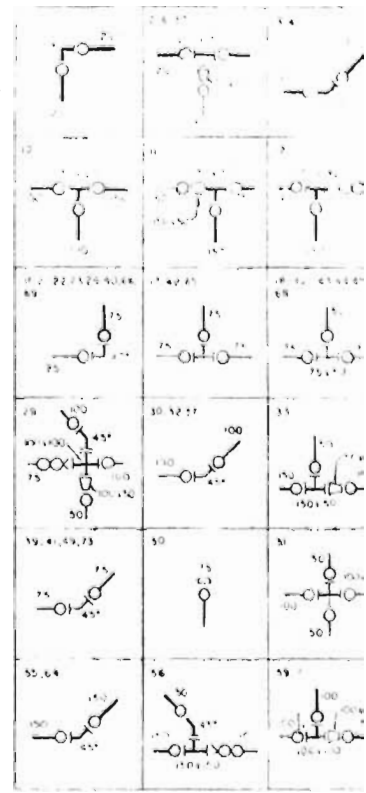
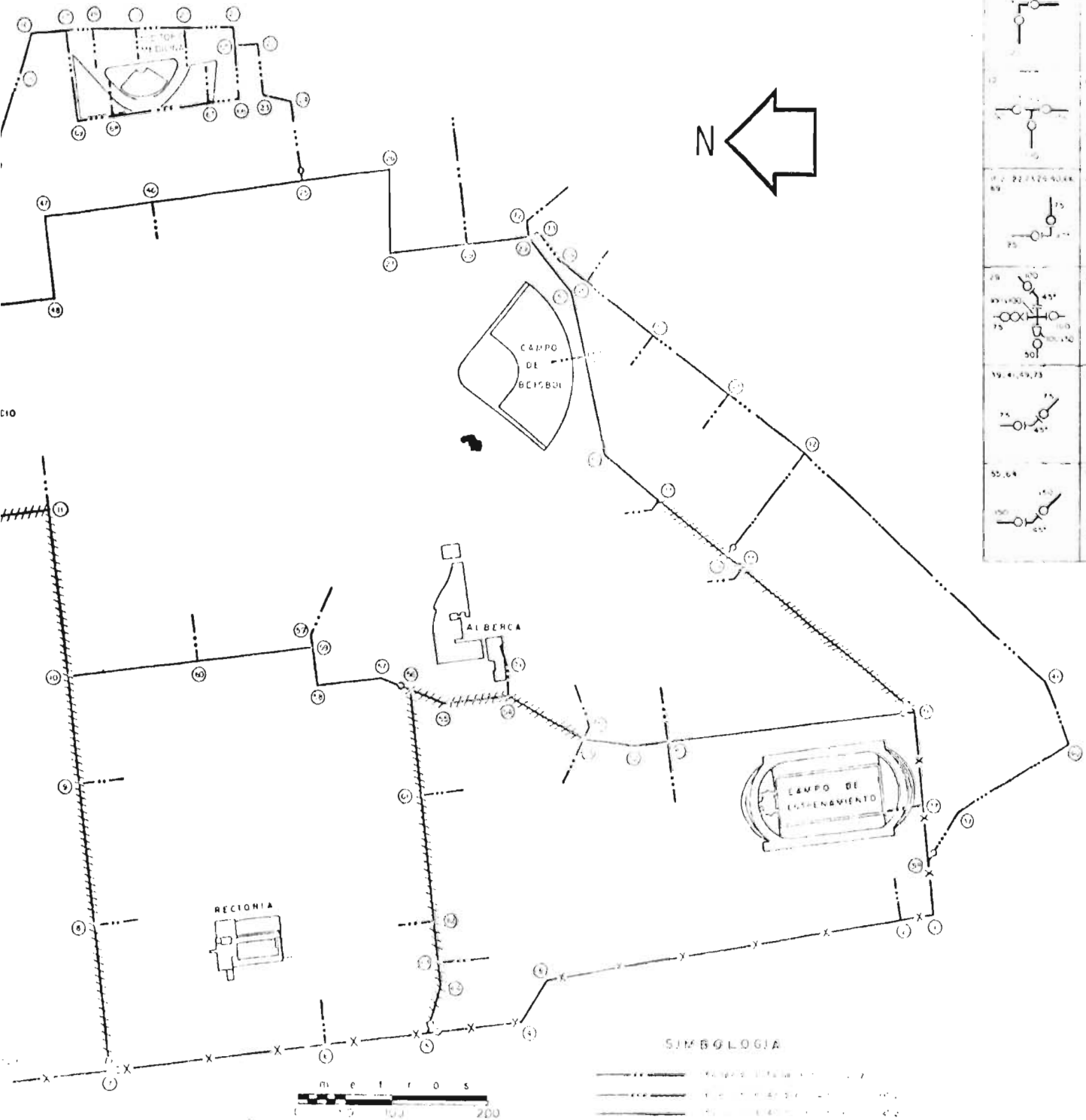


CORTE C - C'



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA LA ZONA ESCOLAR DE LOS REYES	
Tanque de regularización	
Ficha 1, 10	Ficha 1, 10





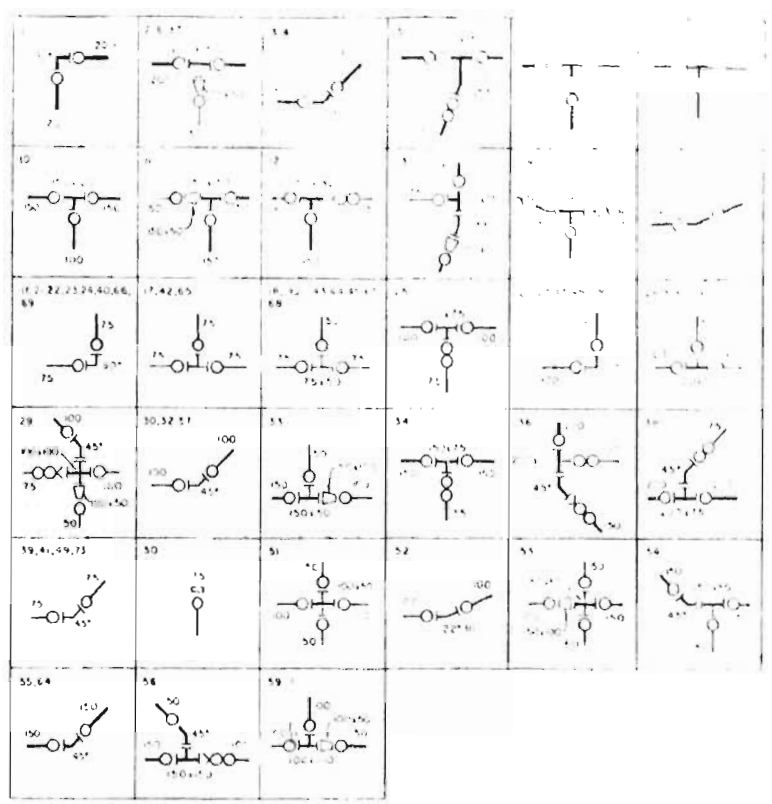
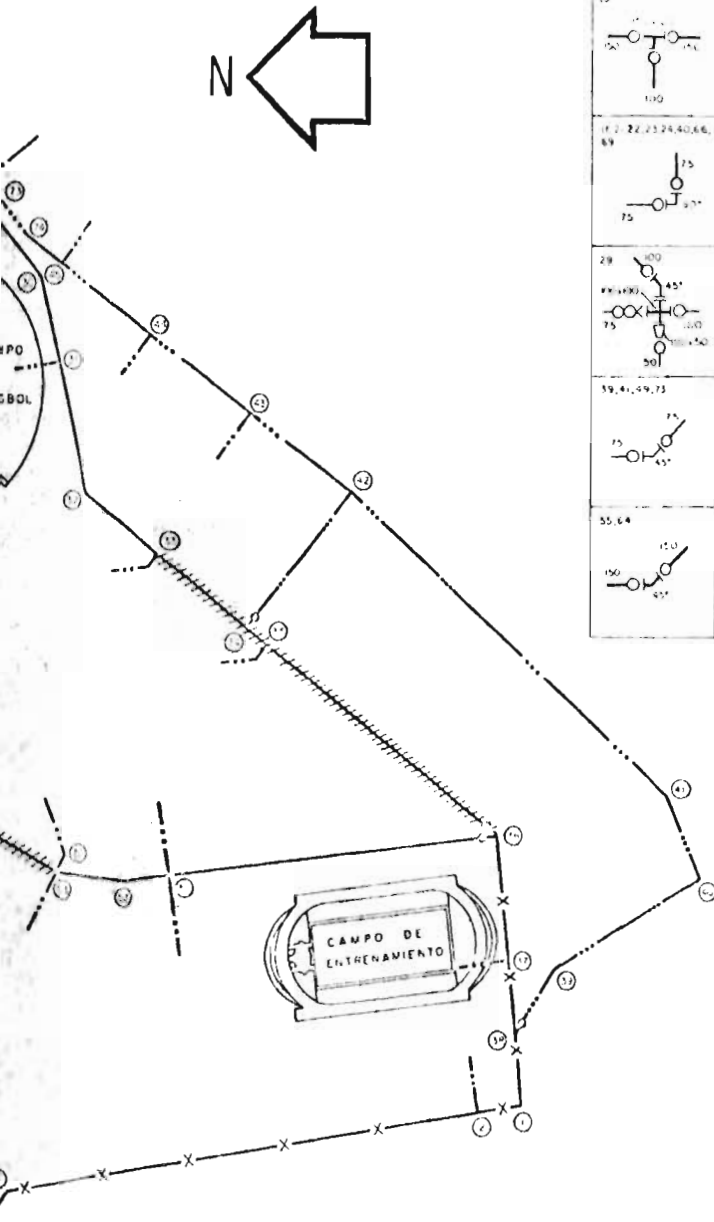
RED DE D:  
LISTA DE

- TUBERIA DE AL CALIBRE 4
- TUBERIA DE AL CALIBRE 6
- TUBERIA DE AL CALIBRE 8
- TUBERIA DE AL CALIBRE 10
- TUBERIA DE AL CALIBRE 12
- TUBERIA DE AL CALIBRE 15
- TUBERIA DE AL CALIBRE 20
- TUBERIA DE AL CALIBRE 25
- TUBERIA DE AL CALIBRE 30
- TUBERIA DE AL CALIBRE 35
- TUBERIA DE AL CALIBRE 40
- TUBERIA DE AL CALIBRE 45
- TUBERIA DE AL CALIBRE 50
- TUBERIA DE AL CALIBRE 60
- TUBERIA DE AL CALIBRE 75
- TUBERIA DE AL CALIBRE 90
- TUBERIA DE AL CALIBRE 100
- TUBERIA DE AL CALIBRE 120
- TUBERIA DE AL CALIBRE 150
- TUBERIA DE AL CALIBRE 200
- TUBERIA DE AL CALIBRE 250
- TUBERIA DE AL CALIBRE 300
- TUBERIA DE AL CALIBRE 350
- TUBERIA DE AL CALIBRE 400
- TUBERIA DE AL CALIBRE 450
- TUBERIA DE AL CALIBRE 500
- TUBERIA DE AL CALIBRE 600
- TUBERIA DE AL CALIBRE 700
- TUBERIA DE AL CALIBRE 800
- TUBERIA DE AL CALIBRE 900
- TUBERIA DE AL CALIBRE 1000

SIMBOLOGIA

- (solid line) TUBERIA DE AL CALIBRE 4
- (dashed line) TUBERIA DE AL CALIBRE 6
- (dotted line) TUBERIA DE AL CALIBRE 8
- (dash-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 10
- (long-dashed line) TUBERIA DE AL CALIBRE 12
- (short-dashed line) TUBERIA DE AL CALIBRE 15
- (dash-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 20
- (long-dash-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 25
- (short-dash-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 30
- (dash-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 35
- (long-dash-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 40
- (short-dash-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 45
- (dash-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 50
- (long-dash-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 60
- (short-dash-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 75
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 90
- (long-dash-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 100
- (short-dash-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 120
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 150
- (long-dash-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 200
- (short-dash-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 250
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 300
- (long-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 350
- (short-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 400
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 450
- (long-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 500
- (short-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 600
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 700
- (long-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 800
- (short-dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 900
- (dash-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot-dot line) TUBERIA DE AL CALIBRE 1000





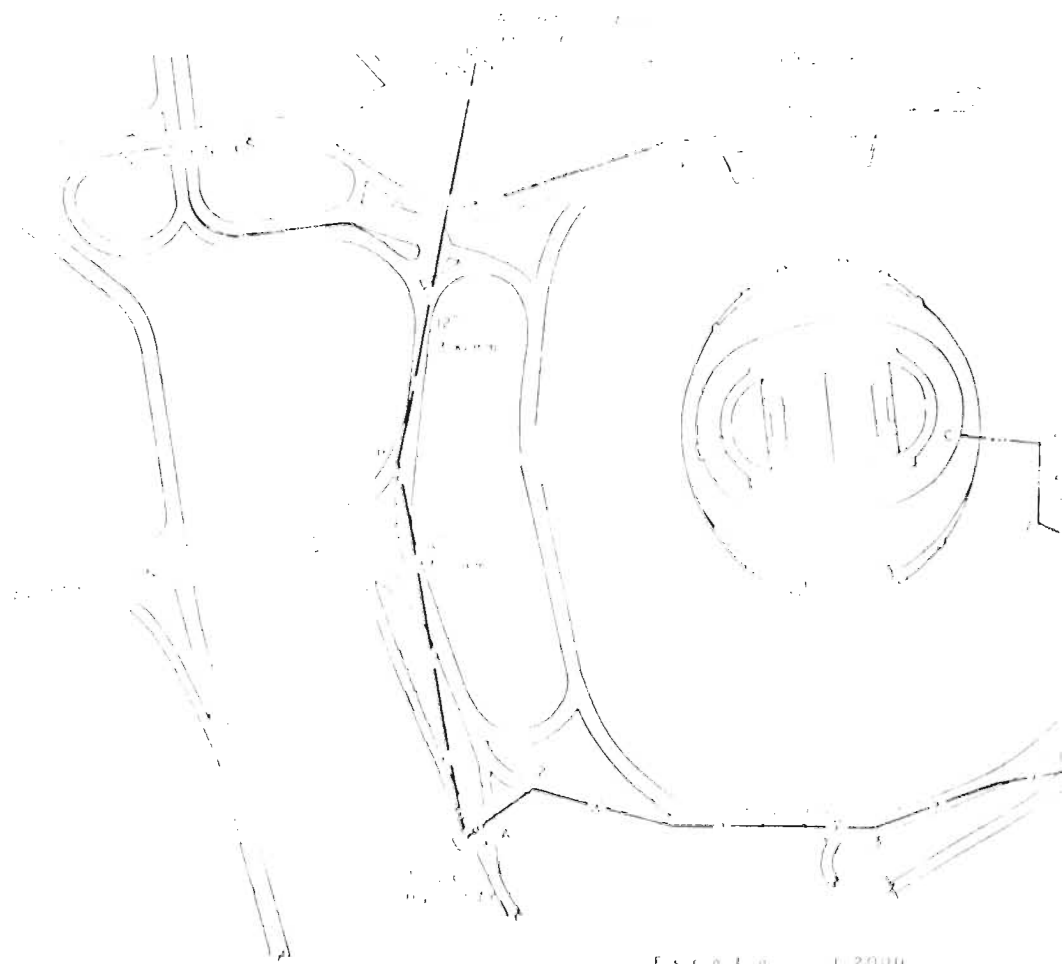
RED DE DISTRIBUCION  
LISTA DE MATERIALES

TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 200MM (10")	120000
TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 150MM (6")	177500
TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 100MM (4")	180000
TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 75MM (3")	250000
TUBERIA DE FIERRO DE 200MM (10")	150000
ENRABES Y TORNELLOS (100MM) (4")	400000
ENRABES Y TORNELLOS (150MM) (6")	400000
ENRABES Y TORNELLOS (200MM) (8")	800000
ENRABES Y TORNELLOS (250MM) (10")	1000000
JUNTAS UNIVERSALES (100MM) (4")	540000
JUNTAS UNIVERSALES (150MM) (6")	400000
JUNTAS UNIVERSALES (200MM) (8")	300000
JUNTAS UNIVERSALES (250MM) (10")	100000
VALVULAS DE REGULACION (100MM) (4")	200000
VALVULAS DE REGULACION (150MM) (6")	100000
VALVULAS DE REGULACION (200MM) (8")	100000
VALVULAS DE REGULACION (250MM) (10")	100000
VALVULAS DE REGULACION (300MM) (12")	100000
VALVULAS DE REGULACION (350MM) (14")	100000
VALVULAS DE REGULACION (400MM) (16")	100000
VALVULAS DE REGULACION (450MM) (18")	100000
VALVULAS DE REGULACION (500MM) (20")	100000
PIEZAS E PEDIALES DE 100MM (4")	100000

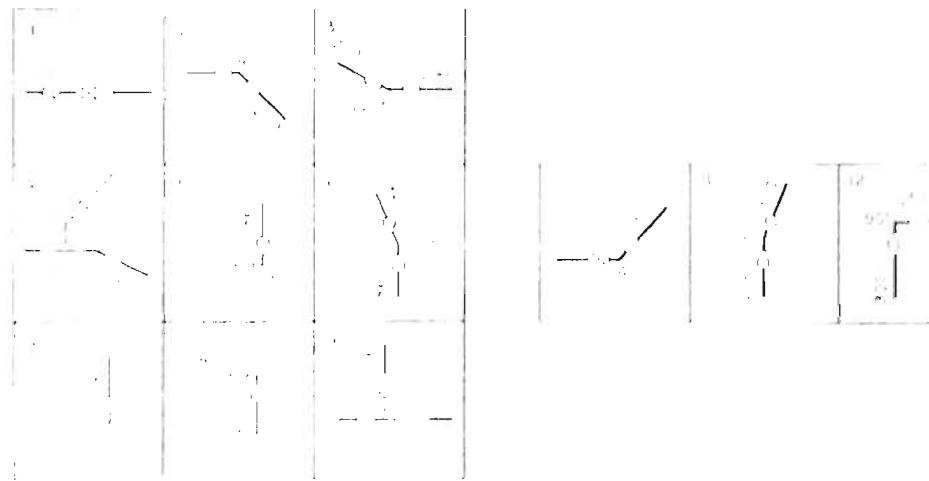
SIMBOLOGIA

—●—●—●—	TUBERIA DE FIERRO DE 200MM (10")
—●—●—●—●—	TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 200MM (10")
—●—●—●—●—●—	TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 150MM (6")
—●—●—●—●—●—●—	TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 100MM (4")
—●—●—●—●—●—●—●—	TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 75MM (3")
—X—X—X—X—X—X—X—	TUBERIA DE ACEROS CLASE A DE 200MM (10")
○	VALVULA DE REGULACION

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
LISTA DE MATERIALES PARA LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA PARA LA CIUDAD DE MEXICO	
Red de Distribucion de Agua para la Ciudad de Mexico	
Plano N.º 11	100000



ESCALA 1:2000



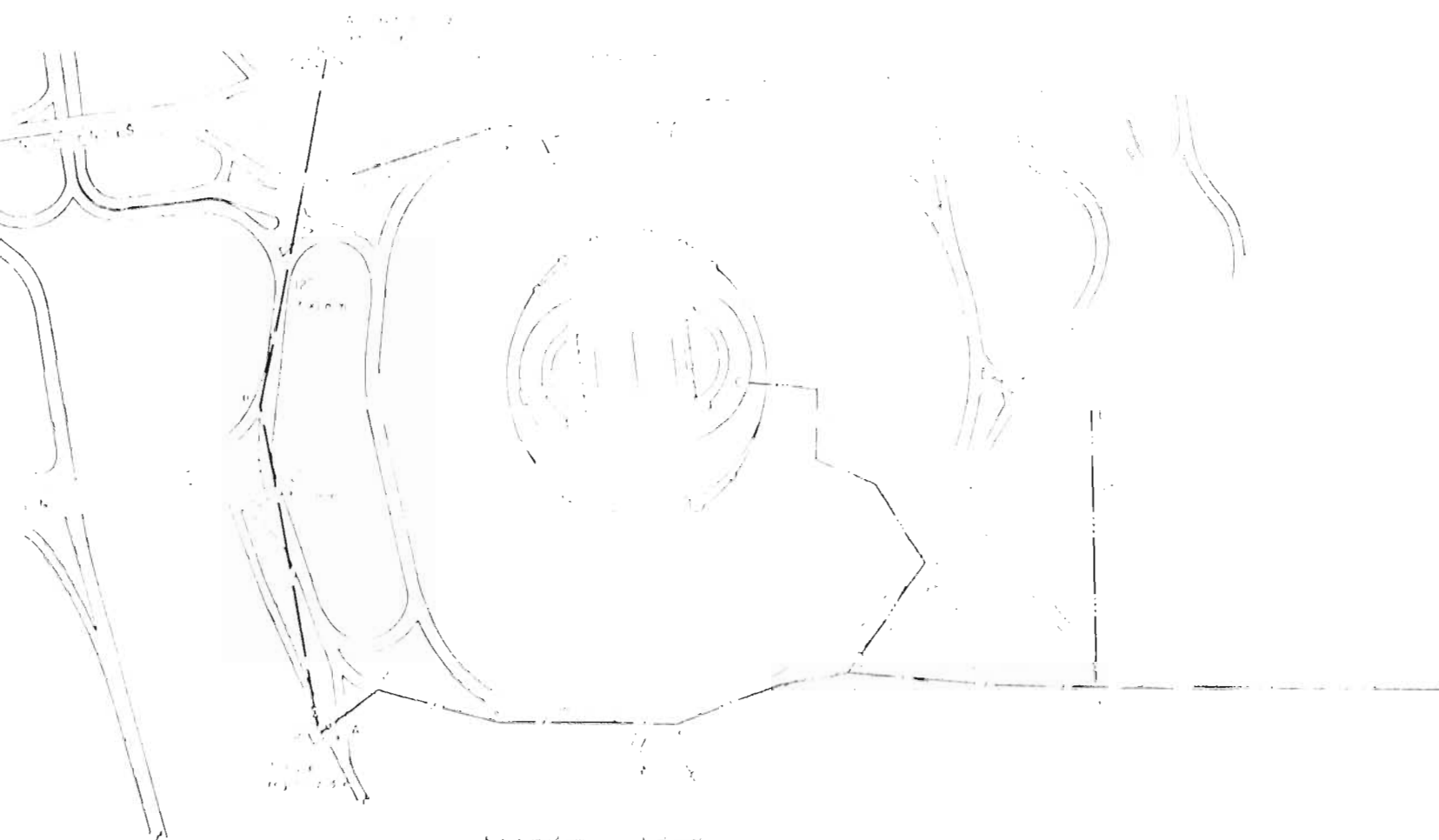
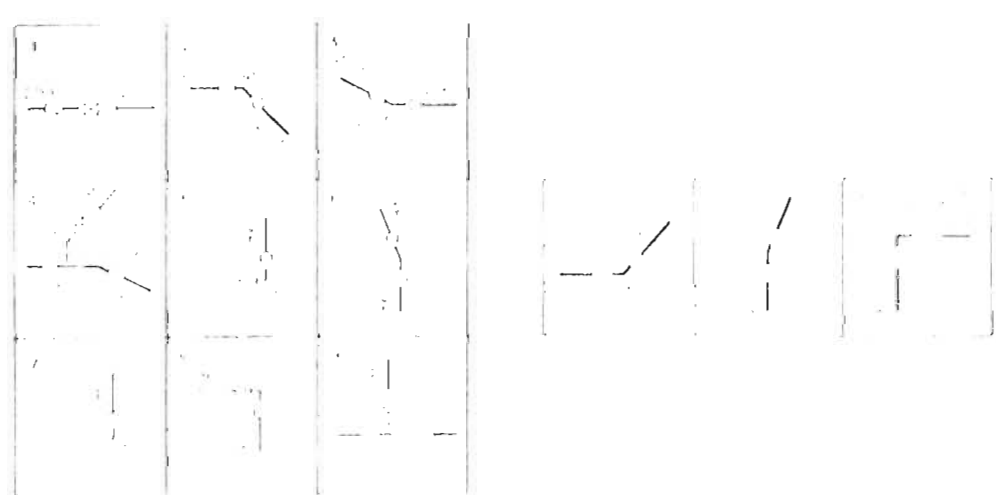
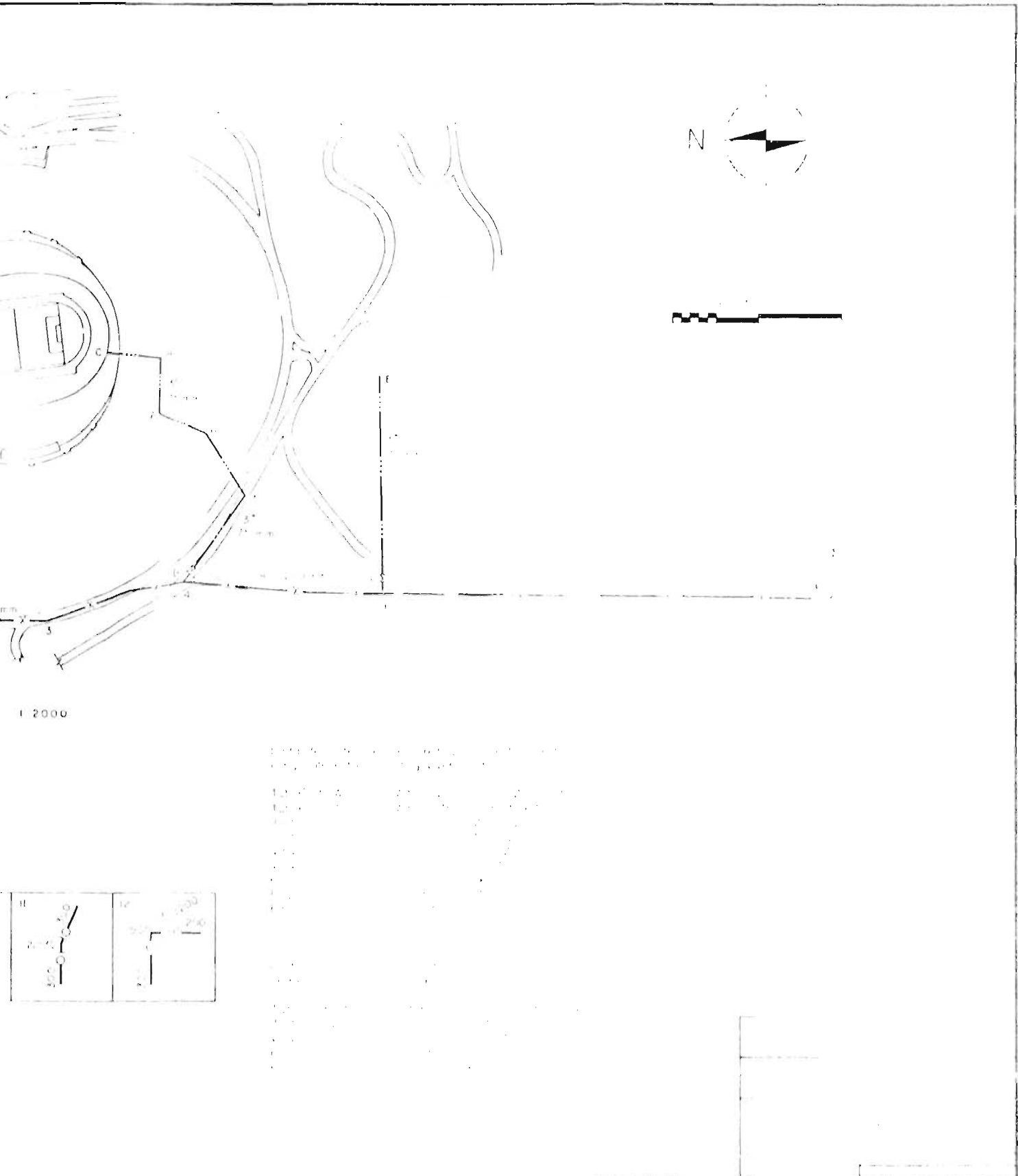


FIGURE 1



Technical drawing notes and specifications, including dimensions and material requirements, located on the right side of the page.



I 2000

1. 1:100  
 2. 1:500  
 3. 1:1000  
 4. 1:2000  
 5. 1:5000  
 6. 1:10000

