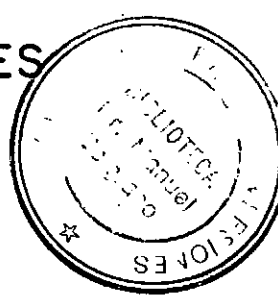


35994

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES



PROVINCIA DE CHUBUT

RADA TILLY

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

ANTEPROYECTO DEFINITIVO

memoria de calculo

PRIMER INFORME PARCIAL = ~~PLANOS DE MASA~~

*Relae con 1922
O/F 331.9
C 11
R. Tilly*

*O/F 331.9
926*

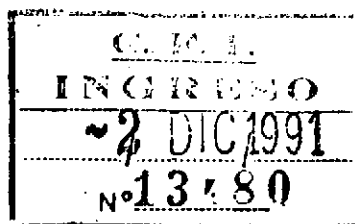
*O/F 331.9
C 11
R. Tilly
Ant. Def.
I*

ING. CARLOS S. CARRIQUE (h.)

ESTUDIO CARRIQUE INGENIERIA SANITARIA

Buenos Aires, diciembre 2 de 1991.

Sr. Secretario General del
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES,
Cont. Juan José Ciacara
S / D



Ref.: Planta de Tratamiento de
Efluentes Cloacales para
RADA TILLY - Prov. de Chubut.
Anteproyecto Definitivo.

De mi mayor consideración:

Me es grato adjuntar en cumplimiento
del Contrato de referencia, el primer Informe Parcial : Planos de
Masa, y Memoria de Cálculo, en cuatro ejemplares iguales.

Sin otro particular, saludo a Ud. muy
atentamente.

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

CARLOS S. CARRIQUE
INGENIERO CIVIL

MEMORIA DE CALCULO

12

I N D I C E

PRIMER INFORME PARCIAL = PLANOS DE MASA

MEMORIA DE CALCULO

	PAGINA
1 - PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO	1
1.1 Crecimiento urbano	1
1.2 Crecimiento poblacional	2
1.3 Fijación del Horizonte de Proyecto	5
1.4 Dotación	6
1.5 Caudales	8
2 - CALIDAD DEL LIQUIDO TRATADO	11
3 - SELECCION DE UBICACION DE LA ESTACION ELEVADORA	12
3.1 Parámetros de Diseño	12
3.2 Cálculo del Volumen del Pozo de Aspiración	13
3.3 Cañería de Impulsión	15
3.4 Colector máximo por gravedad	15
3.5 Costo de las Alternativas	16
3.5.1 Costo Obras Civiles	16
3.5.2 Costo Energía Eléctrica	21
3.5.3 Conclusiones	23
4 - DESARENADOR	24
5 - CELDAS DE AIREACION	27
6 - BARROS EXCEDENTES	28
7 - EQUIPOS AIREADORES	33

	PAGINA
8 - SEDIMENTADORES SECUNDARIOS	36
9 - ESTACION ELEVADORA PARA RECIRCULACION DE BARROS . .	41
10 - CONCENTRADOR DE BARROS	42
11 - DESINFECCION FINAL	44
12 - ESTACION ELEVADORA EFLUENTE TRATADO	45
12.1 Pozo de Aspiración	45
12.2 Cañería de Impulsión al Arroyo La Mata	47
12.3 Cañería de Impulsión a Cisterna de Riego N° 1	47
13 - CAMARAS PARTIDORAS Y DE AFORO	48
13.1 Cámara Partidora N° 1	48
13.2 Cámaras de Aforo Barro Recirculado	48
13.3 Cámara Partidora N° 2	49
13.4 Cámara de Aforo Barro Excedente al Concentrador	49
14 - PERFIL HIDRAULICO DE LA INSTALACION	50
BIBLIOGRAFIA	54
CUADRO N° 1 - CRECIMIENTO DEMOGRAFICO - PROYECCION DE POBLACION	
GRAFICO N° 1 - CRECIMIENTO DEMOGRAFICO	
ANEXO: ABACOS UTILIZADOS EN EL CALCULO	

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

PARA RADA TILLY

ANTEPROYECTO DEFINITIVO

PRIMER INFORME PARCIAL - PLANOS DE MASA

Sobre la base de la Alternativa seleccionada por el Consejo Federal de Inversiones en oportunidad de llevarse a cabo las tareas de Anteproyecto Preliminar, se elaboró el Anteproyecto Definitivo de las obras de Primera Etapa, detallándose a continuación el Cálculo Hidráulico-Sanitario del mismo.

MEMORIA DE CALCULO

1 - PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO.

1.1 Crecimiento urbano.

El crecimiento urbano de Rada Tilly no puede referirse fehacientemente a tasas de crecimiento demográfico ni a expansiones de tipo industrial o comercial, ya que el asentamiento cumple una muy definida función, residencial-recreativa y deportiva.

Su proximidad a Comodoro Rivadavia, y sus extensas playas no contaminadas, la han transformado en un lugar de fin de semana, e incluso en una suerte de ciudad-dormitorio para personas que trabajan en la gran urbe cercana. El crecimiento de una infraestructura de servicios y comercios complementarios de lo residencial, ha ido transformando el carácter del asentamiento, confiriéndole un carácter más estable.

La tasa de crecimiento medio anual superó levemente en la década 1960/70 a la de Comodoro Rivadavia. En la década 1970/80 el crecimiento se tornó explosivo, llegando a una tasa de 111,4 por 1.000 habitantes, frente a 28,2 de Comodoro Rivadavia, y en el período 1980/91 fue del 52,3 ‰.

Geográficamente el asentamiento se encuentra delimitado por los cerros circundantes, la Ruta Nacional N° 3 y el mar, razón por la cual la expansión no podrá ser indefinida.

La subdivisión actual incluye, según el Informe del C.F.I. "Ordenamiento Urbano del Municipio de Rada Tilly", unos 1.928 lotes urbanos distribuidos en un total de 149 manzanas, completándose el área urbanizada con bloques sin dividir que constituyen reservas para planes habitacionales.

De acuerdo a información municipal, el número de viviendas de ocupación permanente es de 900. El número total de conexiones de agua potable -según la Cooperativa local que administra su distribución- es de 1.500 (en 1991).

El área cuenta aún, como se dijo, con zonas aptas para subdividir y, por supuesto, aumentar algo más la densidad actual en el sector ocupado. Es así que se estima que, aun manteniendo la restricción actual para ejecución de edificios de gran altura, el ejido podría albergar la población resultante de la proyección estimada más adelante como horizonte de proyecto. Probablemente ese sería el límite definitivo por los condicionamientos geográficos del lugar. Esta evaluación es estimativa, ya que no se cuenta con Planes Reguladores ni Zonificaciones que permitan acotar con mayor precisión la superficie potencialmente edificable.

1.2 Crecimiento poblacional.

Para la realización del análisis poblacional se tomó como base el Análisis y Diagnóstico Urbano elaborado por el C.F.I., censos de población del INDEC, e información complementaria obtenida en oportunidad de realizar los relevamientos sobre el terreno.

Los incrementos de población registrados en Rada Tilly en las décadas 1960/70 y 1970/80, no han obedecido a un clásico crecimiento demográfico ni a una mayor actividad económica, pues esta localidad es eminentemente residencial, y cumple un rol recreativo dependiente del centro urbano regional.

Las hipótesis de proyección demográfica que pueden aplicarse a este caso resultan aleatorias, en virtud de que las causas de crecimiento poblacional son en mayor medida externas al núcleo urbano de Rada Tilly.

Para el desarrollo de las hipótesis de cálculo se ha tomado como base todo el análisis demográfico desarrollado en el "Diagnóstico Urbano de Rada Tilly" efectuado por el C.F.I.

Rada Tilly acusó una población de 1.618 habitantes en el año 1980, tras dos fuertes crecimientos intercensales, que arrojaron tasas del 71,8 ‰ para la década 1960/70 y del 111,45 ‰ para la década 1970/80, habiendo disminuído sensiblemente a la tasa 52,3 ‰ en el período 1980/91.

Los datos básicos para el cálculo son las poblaciones de los censos de 1960, 1970, 1980 y 1991, las que se indican a continuación:

Censo 1960	=	217 habitantes	
Censo 1970	=	460	"
Censo 1980	=	1.618	"
Censo 1991	=	2.924	"

* Proyección de población.

El planteo de hipótesis de crecimiento basadas sólo en fórmulas matemáticas genera distorsiones, al no tomarse en cuenta las condiciones socio-económicas de la localidad.

La actividad primaria en que se sustenta el desarrollo de Rada Tilly radica en la actividad turística y de esparcimiento fundamentalmente de la población de Comodoro Rivadavia.

Por lo tanto, el desarrollo de esta localidad está íntimamente ligado con la actividad socio-económica de aquél centro urbano.

Actualmente se ha producido un estancamiento en la actividad petrolera en esta área, motivado por una sensible disminución de las reservas, menores inversiones, y además por la política económica que tiende a desarrollar otras áreas más rentables.

Se considera que en la próxima década se producirá un estancamiento y luego una disminución del crecimiento, motivada por un agotamiento de las corrientes de inversión provenientes de Comodoro Rivadavia.

Para el cálculo se aplica la expresión de Variación Intercensal:

$$P_f = P_o (1 + r)^t$$

donde:

P_f = población futura

P_0 = población último censo

r = tasa anual de crecimiento

t = n° de años

$$r = \frac{2}{t} \frac{\text{Pob. \u00falt. censo} - \text{Pob. censo ant.}}{\text{Pob. \u00falt. censo} + \text{Pob. censo ant.}}$$

$$r_{(60-70)} = \frac{2}{10} \frac{460 - 217}{460 + 217} = 0,0718 = 71,8 \text{ } \text{‰}$$

$$r_{(70-80)} = \frac{2}{10} \frac{1.618 - 460}{1.618 + 460} = 0,11145 = 111,45 \text{ } \text{‰}$$

$$r_{(80-91)} = \frac{2}{11} \frac{2.924 - 1.618}{2.924 + 1.618} = 0,0523 = 52,3 \text{ } \text{‰}$$

$$r_{\text{prom}} = 78,5 \text{ } \text{‰}$$

Teniendo en cuenta la informaci\u00f3n recopilada, y a partir de la poblaci\u00f3n del censo de 1991, se han formulado cuatro hip\u00f3tesis de crecimiento poblacional, que se exponen a continuaci\u00f3n:

- Hip\u00f3tesis I: $r = \text{cte} = 52,3 \text{ } \text{‰}$

- Hip\u00f3tesis II:

$$r_{91-01} = 52,3 \text{ } \text{‰}$$

$$r_{01-11} = 42 \text{ } \text{‰}$$

$$r_{11-21} = 33,5 \text{ } \text{‰}$$

- Hipótesis III:

$$r_{91-01} = 60 \text{ ‰}$$

$$r_{01-11} = 48 \text{ ‰}$$

$$r_{11-21} = 38 \text{ ‰}$$

- Hipótesis IV:

$$r_{91-01} = 57 \text{ ‰}$$

$$r_{01-11} = 48 \text{ ‰}$$

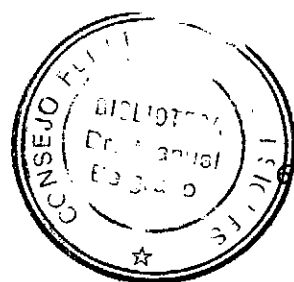
$$r_{11-21} = 41 \text{ ‰}$$

En el Cuadro N° 1 y en el Gráfico N° 1 se indica el crecimiento de población calculado, aplicando las tasas de crecimiento fijadas para cada hipótesis.

Se adopta para definir las poblaciones de diseño del Sistema de Tratamiento la Hipótesis III.

1.3 Fijación del Horizonte de Proyecto.

El área urbana a conectar a la Planta de Tratamiento incluye toda la superficie cubierta con las redes cloacales proyectadas y construídas. No se presentan cuencas diferenciadas que exijan la ejecución de sistemas de tratamiento separados. Las etapas de proyecto se diseñarán conforme al crecimiento de la población calculado según las proyecciones realizadas, y no por áreas a incorporar.



1.4 Dotación.

Los volúmenes mensuales de abastecimiento de agua potable informados por las Cooperativas de Servicios de Rada Tilly y Comodoro Rivadavia son los siguientes:

<u>Mes</u>	<u>m³/mes</u>
Diciembre 85	65.880
Enero 86	73.880
Febrero 86	59.860
Marzo 86	44.880
Abril 86	42.000
Mayo 86	32.270
Junio 86	29.340
Julio 86	36.770
Agosto 86	40.400
Setiembre 86	42.930
Octubre 86	53.910
Noviembre 86	55.633
Diciembre 86	75.499
Enero 87	75.160
Febrero 87	58.985
Marzo 87	59.001
Abril 87	62.513
Mayo 87	42.630

Puede observarse la clara estacionalidad de los consumos, con fuertes influencias por riego y mayor población en verano, a la vez que un gradual crecimiento de los volúmenes mensuales entregados.

De información recibida de la Municipalidad de Rada Tilly surge que el número de viviendas de habitación permanente asciende a 900. De acuerdo a los resultados del Censo 1991, la población que corresponde a esas viviendas será:

$$900 \times 3,25 = 2.924 \text{ habitantes}$$

Este valor se corrobora admitiendo que el 60 % de la población conectada a la red de distribución de agua tiene vivienda permanente en Rada Tilly. Siendo el número de conexiones en 1991 de 1.500:

$$1.500 \text{ conexiones de agua} \times 3,25 \frac{\text{personas}}{\text{vivienda}} \times 0,60 = 2.925 \text{ hab.}$$

Durante los fines de semana y en vacaciones, la población aumenta mucho, por lo que a los efectos del cálculo de la dotación específica, se adopta una población "ponderada" semanal:

$$\frac{2.925 \times 5 + 1.500 \times 4 \times 2}{7} = 3.804 \text{ habitantes}$$

La Cooperativa informó que el volumen diario medio entregado en los meses de mayo, junio y julio de 1991 fue de 1.200 m³/día.

Además se calculará el promedio de dichos meses del año 1986, y se lo ajustará con el porcentaje de crecimiento del consumo de los primeros cinco meses de 1987 con respecto al mismo período de 1986. Ese valor es del 18 %. Por consiguiente el volumen resulta:

$$\frac{32.270 + 29.340 + 36.770}{3} \times 1,18 = 38.696 \text{ m}^3/\text{mes} =$$
$$= 1.290 \text{ m}^3/\text{d}$$

De los dos valores se adopta el mayor, con lo que la dotación actual resultará:

$$\frac{1.290 \text{ m}^3/\text{d}}{3.803 \text{ h}} = 0,339 \text{ m}^3/\text{h.d} \approx 340 \text{ l/h.d}$$

Adoptando una tasa razonable de crecimiento de la dotación efectiva de 25 litros cada 10 años, las dotaciones para los horizontes de proyecto serán:

$$\text{Año 2006} = 340 + \frac{25}{10} \times 15 = 377,5 \text{ l/h.d}$$

$$\text{Año 2021} = 340 + \frac{25}{10} \times 30 = 415 \text{ l/h.d}$$

Adoptándose:

Año 2006 = 375 l/h.d

Año 2021 = 415 l/h.d

1.5 Caudales.

Para calcular los caudales de diseño se deben establecer coeficientes que afectando las dotaciones determinen los reales caudales a tratar.

Coeficientes de pico.

Relacionando el volumen de agua correspondiente al mes de mayor consumo con el promedio de los tres meses más fríos ya determinado, se puede calcular el coeficiente de pico diario. De los dos valores establecidos para el período más frío -1.200 m³/d y 1.290 m³/d- se adopta conservativamente el menor.

Por otra parte, la Cooperativa informó que el volumen entregado en el mes de mayor consumo de 1991 fue de 3.200 m³/día. El coeficiente de pico resulta entonces:

$$\frac{3.200 \text{ m}^3/\text{día}}{1.200 \text{ m}^3/\text{día}} = 2,6$$

Este coeficiente, de valor considerablemente alto, está reflejando una mayor población en los meses de verano, y la cantidad de agua utilizada en riego.

Se adopta:

$$a' \text{ (coeficiente de pico diario)} = 2,60$$

$$a'' \text{ (coeficiente de pico horario)} = 1,25$$

Este último coeficiente se adopta dado el elevado valor del coeficiente de pico diario.

El volumen mínimo diario y el caudal mínimo horario se calculan, de acuerdo a bibliografía y experiencia local, como la mitad de los respectivos volúmenes y caudales medios.

Coeficiente de reducción.

La importante superficie de jardines que poseen las viviendas del lugar y las características del clima, originan un volumen de agua destinado a riego de importancia, que necesariamente debe reflejarse en un coeficiente de reducción elevado. El valor que se adopta es 0,7 estimando así que el 30 % del agua entregada en verano no se descargará en las colectoras cloacales.

VOLUMENES DIARIOS

AÑO	$V_{\text{máx}}$		V_{med}		$V_{\text{mín}}$	
	2006	2021	2006	2021	2006	2021
m^3/d	4.516	9.175	1.737	3.529	868,5	1.764,5

CAUDALES HORARIOS

AÑO	$Q_{\text{máx}}$		Q_{med}		$Q_{\text{mín}}$	
	2006	2021	2006	2021	2006	2021
m^3/h	235	478	72,5	147	36	73,5

De acuerdo a la información obtenida en el lugar, el nivel de la napa freática se ubica, en las zonas bajas costeras, a una profundidad de aproximadamente 2,00 m. Considerando como cota media local de ese sector al valor de 7,00 podemos estimar que la napa freática se ubicará a cota aproximadamente 5,00.

En base al proyecto de la red cloacal suministrado por el Municipio, puede establecerse que el área de influencia de las colectoras y colector que se ubican bajo cota 5,20 es de aproximadamente 17 Ha.

Para calcular el eventual aporte por infiltración de esa napa se adoptó, siguiendo bibliografía americana, un factor de $3,4 \text{ m}^3/\text{Ha.día}$.

El volumen diario sería entonces:

$$V_d = 3,4 \frac{\text{m}^3}{\text{Ha.día}} \times 17 \text{ Ha} = 57,8 \sim 60 \text{ m}^3/\text{d} = 2,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Este valor, que resultará sumamente conservativo para una red nueva ejecutada con todos los recaudos del caso, se adicionará a los caudales anteriormente determinados para el diseño de la Planta.

Por las características de la zona y el tipo de viviendas, con jardines y cercos vivos, techos a caída libre, y la falta de una red cloacal a la cual ya se hubieran realizado conexiones clandestinas de desagües pluviales, no se agrega a los caudales en estudio aportes atribuibles a conexiones pluviales. Desde ya las conducciones externas pluviales del Municipio, cuando se ejecuten, serán totalmente independientes del sistema cloacal.

La imposibilidad de evaluar fehacientemente y con una base técnica cuál sería la influencia de futuras eventuales conexiones clandestinas pluviales a la red cloacal, hace que como único recaudo válido ante aportes que pudieran superar los caudales máximos previstos, puedan preverse desbordes al mar en las Estaciones Elevadoras. Se trataría en esos casos de desagües diluïdos por el aporte pluvial, que se descargarían sólo muy circunstancialmente y en días de lluvias no aprovechables para la utilización de las playas con fines recreativos.

Por las características del Municipio, no se han previsto aportes de tipo industrial en lo que al cálculo de caudales se refiere. No obstante, si en el futuro se instalara algún establecimiento con producción de desagües industriales, y los mismos se conectaran a la red cloacal, deberán cumplir con los requisitos indicados en cuadro aparte.

Esas condiciones han sido fijadas para evitar ataques físicos o químicos a las conducciones, asegurar el libre escurrimiento de los líquidos sin problemas de embancamientos o taponamientos, e impedir que el tratamiento biológico se vea afectado por sustancias tóxicas, descargas orgánicas altas o masivas, etc.

Al respecto se ha considerado como antecedente las Reglamentaciones vigentes en O.S.N., Obras Sanitarias de la Provincia de Buenos Aires, y DIPOS de la Provincia de Santa Fe, por considerar que se trata de tres de las legislaciones más completas y actualizadas en ese sentido.

Se indican en el Cuadro N° 2 las concentraciones máximas admitidas para descargar desagües industriales a colectoras cloacales en las tres reglamentaciones, y en la columna final los valores adoptados para Rada Tilly.

2 - CALIDAD DEL LIQUIDO TRATADO.

Dado que los líquidos cloacales tratados se destinarán a riego y que en determinadas épocas del año y sobre todo al comenzar las plantaciones, se producirá un excedente del mismo, la descarga al Arroyo La Mata de ese excedente deberá cumplir con las normas establecidas para la Provincia del Chubut por la Ley N° 1503 y sus Decretos reglamentarios.

De acuerdo a lo señalado, el grado de tratamiento requerido será el necesario para cumplir con las normas establecidas por la Provincia. Ello implica llegar hasta un tratamiento secundario de tipo biológico que asegure una DBO < 50 mg/l.

Por lo tanto la calidad del líquido tratado deberá cumplir los límites que se indican a continuación:

- | | |
|--|--|
| - pH | 5,5 a 8 |
| - Sólidos sedimentables
10" compactos | No se admite |
| - D.B.O. (5 días, 20°C) | < 50 mg/l |
| - Sólidos en suspensión | < 50 mg/l |
| - Demanda de Cloro | Se exige satisfacer
la demanda de cloro |
| - Sustancias solubles
en solventes | < 50 mg/l |

3 - SELECCION DE UBICACION DE LA ESTACION ELEVADORA.

La Estación Elevadora principal puede ubicarse en la Planta de Tratamiento o en la esquina de la calle Belgrano con la Av. Tierra del Fuego, que es el lugar donde convergen los colectores máximos de la ciudad.

Para definir la ubicación de la Estación Elevadora se evaluarán y compararán las dos Alternativas siguientes:

Alternativa A - Estación Elevadora en la ciudad y conducto de impulsión hasta la Planta.

Alternativa B - Colector máximo por gravedad desde la ciudad hasta la planta donde se ubicará la Estación Elevadora.

A continuación se calcula el volumen del Pozo de Aspiración para las dos Alternativas.

3.1 Parámetros de Diseño.

- Caudales afluentes:

. Primera Etapa año 2006

$$Q_{\max} = 235 \text{ m}^3/\text{h} = 3,92 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_{\text{med}} = 72,5 \text{ " } = 1,21 \text{ "}$$

$$Q_{\min} = 36 \text{ " } = 0,6 \text{ "}$$

. Segunda Etapa

$$Q_{\max} = 478 \text{ m}^3/\text{h} = 7,97 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_{\text{med}} = 147 \text{ " } = 2,45 \text{ "}$$

$$Q_{\min} = 73,5 \text{ " } = 1,22 \text{ "}$$

- Caudales de bombeo

Se ha previsto la instalación del siguiente número de electrobombas:

. Primera Etapa:

4 electrobombas de 80 m³/h cada una, de las cuales funcionarán 3, quedando una de reserva.

. Segunda Etapa:

Se previó el cambio de las electrobombas de la Primera Etapa por igual número de 160 m³/h cada una, de las cuales funcionarán 3, quedando una de reserva.

3.2 Cálculo del Volumen del Pozo de Aspiración.

El cálculo del Pozo de Aspiración se efectúa para la Segunda Etapa, que es la condición más desfavorable, dado que el volumen necesario para la Primera Etapa se puede regular con los flotantes de arranque y parada de las electrobombas.

Se fija para el Pozo de Aspiración un volumen de 33 m³, siendo sus dimensiones las siguientes:

$$a = 2,50 \text{ m} \quad l = 5 \text{ m} \quad h_m = 2,70 \text{ m}$$

El desnivel líquido entre el arranque de las distintas bombas es de 0,9 m y el volumen que le corresponde es 11 m³.

Los caudales de bombeo serán:

$$\begin{aligned} Q_b \text{ para } Q_{\text{máx}} &= 480 \text{ m}^3/\text{h} = 8 \text{ m}^3/\text{min} \\ Q_b \text{ para } Q_{\text{med}} &= 160 \quad " \quad = 2,67 \quad " \\ Q_b \text{ para } Q_{\text{mín}} &= 160 \quad " \quad = 2,67 \quad " \end{aligned}$$

A continuación se calculan los tiempos de llenado y vaciado, para determinar con ello la frecuencia de arranque de las electrobombas.

Para $Q_{\text{máx}}$ tenemos:

$$t_{LL} V_1 = \frac{11 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min}} = 1,38 \text{ min}$$

$$t_{LL} V_2 = \frac{11 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min} - 2,67} = 2,07 \text{ min}$$

$$t_{LL} V_3 = \frac{11 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min} - 5,34} = 4,18 \text{ min}$$

$$t_{\text{vac}} = \frac{33 \text{ m}^3}{8 \text{ m}^3/\text{h} - 7,97 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.100 \text{ min}$$

de donde resulta que durante el período que se produce el $Q_{\text{máx}}$ las bombas funcionan en forma continua.

Verificación para Caudal Medio:

$$t_{LL} V_1 = \frac{11 \text{ m}^3}{2,45 \text{ m}^3/\text{min}} = 4,49 \text{ min}$$

$$t_{\text{vac}} = \frac{11 \text{ m}^3}{2,67 \text{ m}^3/\text{min} - 2,45 \text{ m}^3/\text{min}} = 50 \text{ min}$$

$$t_T = 54,49 \text{ min}$$

De donde resulta aproximadamente un arranque por hora.

Verificación para Q_{\min} .

$$t_{LL \ v_1} = \frac{11 \text{ m}^3}{1.22 \text{ m}^3/\text{min}} = 9,02 \text{ min}$$

$$t_{vac} = \frac{11 \text{ m}^3}{2,67 \text{ m}^3/\text{min} - 1,22 \text{ m}^3/\text{min}} = 7,59 \text{ min}$$

$$t_T = 16,61 \text{ min}$$

de donde se tendrá aproximadamente 4 arranques por hora.

3.3 Cañería de Impulsión.

Se ha previsto la colocación de dos cañerías paralelas, una con capacidad para los caudales de primera etapa y en segunda etapa se construiría la otra para conducir los caudales hasta el horizonte de Proyecto.

El caudal de impulsión para cada cañería es de $240 \text{ m}^3/\text{h}$, previéndose ejecutar con PVC con junta de goma sintética.

Aplicando la fórmula de Prandtl-Colebrook se tiene:

$$\text{Diámetro} = 0,250 \text{ m}$$

$$j = 0,007$$

$$V = 1,35 \text{ m/seg}$$

3.4 Colector máximo por gravedad.

En este caso se ha previsto que la conducción tenga capacidad para conducir el caudal máximo de la Segunda Etapa, o sea para el Horizonte de Proyecto. Por lo tanto el caudal de diseño es el Q_{\max} determinado para el año 2021, o sea $478 \text{ m}^3/\text{h}$.

Para el cálculo del diámetro se utiliza la fórmula de Manning, resultando:

$$\text{Diámetro} = 0,500 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente } i = 0,0012$$

$$\text{Velocidad} = 0,69 \text{ m/seg}$$

3.5 Costo de las Alternativas.

3.5.1 Costo Obras Civiles.

Se adjuntan esquemas de las dos Alternativas "A" y "B" de Estaciones Elevadoras, así como el cálculo del costo de cada una de ellas, tanto para la primera como para la segunda Etapa.

ALTERNATIVA "A" - ESTACION ELEVADORA EN LA CIUDAD.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
			UNITARIO	PARCIAL

I) Estación Elevadora

1) Obra Civil

. Tapas de chapa estampada	G1	-	-	20.000
. Tapas tipo reja	G1	-	-	15.000
. Rejas de limpieza manual	G1	-	-	12.000
. Cañerías de 0,150 m de H.F.	G1	-	-	50.000
. V.E. D° 0,150	N°	4	4.500	18.000
. V.R. D° 0,150	N°	4	12.000	48.000
. Excavación	m ³	170	110	18.700
. H° pobre asiento	m ³	3	1.500	4.500
. H° A°	m ³	45	5.200	234.000
. Revoque	m ²	170	100	17.000
. Piso de mortero	m ²	25	40	1.000
. Baranda	m	20	900	18.000
. Pintura	G1	-	-	15.000
. Fuerza motriz	G1	-	-	120.000
Total Obra Civil :				591.200

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE PARCIAL
-------------	--------	----------	--------------------	--------------------

2) Equipos Electromecánicos

1ª Etapa

Electrobombas	N°	4	121.000	484.000
Aparejo	N°	1	20.000	20.000
				<u>504.000</u>
Total Obra 1ª Etapa :				1.095.200

2ª Etapa

Electrobombas	N°	4	416.195	1.664.780
---------------	----	---	---------	-----------

II) Cañería de Impulsión.

1ª Etapa

. Cañería de PVC D° 0,250	m	1.500	450	675.000
. Colocación	m	1.500	85	127.500
. Excavación	m ³	3.250	85	276.250
. Válvula de aire	Gl	-	-	100.000
Total 1ª Etapa :				<u>1.178.750</u>

Ampliación 2ª Etapa : 1.178.750

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE PARCIAL
-------------	--------	----------	--------------------	--------------------

ALTERNATIVA "B" - ESTACION ELEVADORA EN PLANTA.

I) Estación Elevadora

1) Obra Civil

. Tapas de chapa estampada	G1	-	-	20.000
. Tapas tipo reja	G1	-	-	15.000
. Reja de limpieza manual	G1	-	-	12.000
. Cañerías de H.F. de 0,250 m de D°	G1	-	-	50.000
. V.E. D° 0,150	N°	4	4.500	18.000
. V.R. D° 0,150	N°	4	12.000	48.000
. Excavación	m ³	55	85	4.675
. H° Pobre asiento	m ³	1,5	1.500	2.250
. H° Armado	m ³	15,5	5.200	80.600
. Revoque	m ²	80	100	8.000
. Piso de mortero	m ²	15	40	600
. Pintura	G1	-	-	7.000
. Fuerza motriz	G1	-	-	85.000

Total Obra Civil : 351.725

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE PARCIAL
-------------	--------	----------	--------------------	--------------------

2) Equipos Electromecánicos.

1ª Etapa

Electrobombas	N°	4	96.000	384.000
Total 1ª Etapa				: 735.725

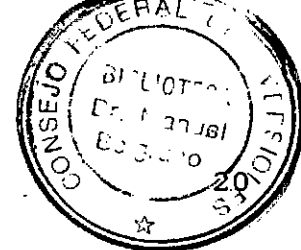
2ª Etapa

Electrobombas	N°	4	121.000	484.000
---------------	----	---	---------	---------

II) Colector máximo.

. Cañería D° 0,500	m	1.500	500	750.000
. Colocación	m	1.500	105	157.500
. Excavación	m ³	7.000	110	770.000
. Bocas de Registro	N°	12	12.600	151.200
Total				: 1.828.700

NOTA: LOS PRECIOS UNITARIOS, IMPORTES PARCIALES Y TOTALES,
ESTAN EXPRESADOS EN MILES DE AUSTRALES.



El costo total de cada una de las Alternativas es el siguiente:

ALTERNATIVA "A" - Estación Elevadora en la Ciudad

* Primera Etapa

Estación Elevadora	A 1.095.200.000.-
Cañería de Impulsión	A 1.178.750.000.-
Total Primera Etapa :	A 2.273.950.000.-

* Segunda Etapa

Cambio Electrobombas	A 1.664.780.000.-
Ampliación Cañería de Impulsión . .	A 1.178.750.000.-
Total amp. Segunda Etapa :	A 2.843.530.000.-

ALTERNATIVA "B" - Estación Elevadora en la Planta de Tratamiento

* Primera Etapa

Estación Elevadora	A 735.725.000.-
Colector máximo	A 1.828.700.000.-
Total Primera Etapa :	A 2.564.425.000.-

* Segunda Etapa

Cambio Electrobombas	A 484.000.000.-
--------------------------------	-----------------

3.5.2 Costo Energía Eléctrica.

De acuerdo a los cálculos efectuados, para la Alternativa "A" sería necesario instalar bombas de motor sumergido de 8,4 kW de potencia cada una, y para la Alternativa "B" de 5,0 kW, en ambos casos para bombear 80 m³/h.

Para los primeros 10 años, el mayor costo de energía de la Alternativa "A" respecto de la "B" resulta:

AÑO	POBLACION	DOTACION	VOLUMEN DIA m ³	HORAS DE BOMBEO	kWh/día	COSTO ENERGIA	
						día *	anual *
1992	3.099	340	1.054	13,17	44,78	20,6	7.519
1993	3.285	342	1.123	14,04	47,74	21,96	8.015
1994	3.482	345	1.201	15,01	51,03	23,47	8.566
1995	3.691	347	1.281	16,01	54,43	25,04	9.140
1996	3.912	350	1.369	17,11	58,17	26,76	9.767
1997	4.147	352	1.460	18,25	62,05	28,54	10.417
1998	4.396	355	1.560	19,50	66,30	30,5	11.132
1999	4.669	357	1.666	20,82	70,79	32,56	11.884
2000	4.939	360	1.778	22,22	75,55	34,75	12.684
2001	5.236	362	1.895	23,69	80,55	37,05	13.523
TOTAL						A	102.647

Se tomó para el cálculo del costo de energía 460 A/kWh.

* En miles de Australes.

Control y Operación:

Ayudante: 31.000 A/h x 24 h/día x 365 d/año = 271.560.000 A/año

3.5.3 Conclusiones.

El costo de inversión inicial de la Alternativa "A" es 290.475.000 de australes menos que la "B", teniendo la cañería de impulsión capacidad hasta el año 2006, año en que debería construirse la segunda cañería con una inversión de 1.178.750.000 australes. En cambio en la Alternativa "B" la conducción tiene capacidad para el horizonte de Proyecto.

El costo de inversión inicial de la Alternativa "A" más los costos de energía y un mínimo de atención de un turno por día de un ayudante, se iguala con el de la Alternativa "B" a partir de 1994, resultando a partir de ese año menor el costo de esta Alternativa.

Además los costos de inversión de la segunda etapa son sensiblemente menores para la Alternativa "B".

Por otra parte la Alternativa "B" respecto de la "A" tiene las siguientes ventajas:

- No sería necesario instalar generador de emergencia.
- Sería operada por el personal que opera la Planta.
- Mayor facilidad de disposición del material separado de las rejas, sin los problemas ambientales que se podrían presentar en la Alternativa "A".
- No hay en las cercanías viviendas residenciales que puedan ser afectadas por problemas ambientales.
- Simplicidad de funcionamiento.
- Muy fácil ampliación de las obras en Segunda Etapa.

Por lo tanto se concluye que la Alternativa más conveniente tanto económica como técnicamente resulta ser la "B".

4 - DESARENADOR.

Se incluye como etapa previa al Tratamiento Biológico un Desarenador, previéndose dos unidades en paralelo para la Segunda Etapa y una se construirá en Primera Etapa.

El Desarenador estará constituido por un canal de sección rectangular, con fondo de losetas premoldeadas espaciadas para permitir la separación de partículas pesadas hacia la tolva de acumulación, desde donde serán extraídas mediante la apertura de una válvula esclusa ubicada en la cañería de fondo.

El barro mineral extraído del Desarenador, se descargará por gravedad en los recintos de deshidratación.

El cálculo del Desarenador se realizó tomando como base que la velocidad de escurrimiento se mantendrá constante mediante la instalación a la salida de un vertedero proporcional.

El vertedero se calcula con las siguientes fórmulas:

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \arctang \sqrt{y/a} \right)$$

$$Q = b \sqrt{2 a g} \left(h + \frac{2}{3} a \right)$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} b \sqrt{2 g} \left[(h + a)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

donde

Q = caudal horario para vertedero Sutro

Q₁ = caudal horario que escurre por la sección a x b

El caudal de cálculo es el caudal de bombeo, o sea:

$$Q_b = 240 \text{ m}^3/\text{h} = 0,067 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Adoptamos h = 0,30 m

y a = 0,035 (Valor mínimo recomendado por WPCF M.
N° 8 = 0,025 m).

De las expresiones indicadas se tiene:

$$b = \frac{Q}{\sqrt{2 a g} \left(h + \frac{2}{3} a \right)}$$

donde Q es la mitad de Q_0 , por ser el vertedero Sutro la mitad del vertedero proporcional, de donde resultó:

$$b = \frac{0,0333}{\sqrt{2 \times 0,035 \times 9,81} \left(0,30 + \frac{2}{3} \times 0,035 \right)} = 0,124 \approx 0,125$$

El ancho total del vertedero proporcional será:

$$b_t = 0,125 \times 2 = 0,25 \text{ m}$$

Para determinar la longitud del Desarenador utilizamos las curvas de Kivell y Lund del "Manual de Operación de Plantas de Tratamiento de Líquidos Cloacales" (1) ó WPCF Manual N° 8 (3), adoptando un tamaño de partículas de 0,2 mm y una velocidad de escurrimiento de 0,30 m/s.

Para el tirante adoptado $h = 0,30 \text{ m}$

corresponde $L = 5 \text{ m}$

El ancho del canal será:

$$a = \frac{Q}{h \cdot v} = \frac{0,067}{0,3 \times 0,3} = 0,744 \approx 0,75 \text{ m}$$

Obviamente la misma velocidad se mantendrá para los demás caudales gracias al Vertedero Proporcional.

* Recintos de Deshidratación.

El material separado en el Desarenador se descargará para su deshidratación en dos recintos que serán similares a las Playas de Secado convencionales.

Para su cálculo se parte de la cantidad de arena que se retendrá en la unidad, la cual de acuerdo a bibliografía es:

Manual de Operación de Plantas (1)
del Instituto de Ingeniería
Sanitaria = de 2,5 a 180 l/1.000 m³

Manual N° 8 WPCF (3), promedio máx. = 140 l/1.000 m³

Se adopta para el cálculo 140 l/1.000 m³.

Volumen de desagüe = 4.516 m³/día (máx de verano).

$$\text{Vol. de arena} = \frac{4.516 \times 140}{1.000} = 632 \text{ l/día}$$

Se fija un tiempo de deshidratación conservativo de 1 mes, de donde:

$$\text{Vol. mensual} = 632 \text{ l/día} \times 30 \text{ d/mes} = 18.966 \text{ l/mes}$$

Se fija h = 0,4 m, resultando las dimensiones de cada recinto las siguientes:

$$a = 4 \text{ m} \qquad l = 12,50 \text{ m}$$

5 - CELDAS DE AIREACION.

De acuerdo a bibliografía, la relación "carga orgánica a tratar / masa biológica" (F/M) es para procesos de Aeración Extendida, según:

- ECKENFELDER (4) : 0,1 a 0,2 kg DBO/kg SSVLM.d
- ARCEIVALA (5) : 0,05 a 0,10 kg DBO/kg SSLM.d
- MANUAL N° 8 WPCF (3) . . . : ≤ 0,05 kg DBO/kg SSLM.d
- CLARK y VIESSMAN (6) . . . : 0,05 a 0,2 kg DBO/kg SSVLM.d

Adoptamos para este cálculo una relación

$$F/M = 0,05 \text{ kg DBO/kg SSLM.d.}$$

La máxima concentración admisible de sólidos suspendidos en el líquido mezcla de las Celdas Aireadas es, según Stewart:

$$A_s = 10^6 R / (Q + R) \cdot IVB$$

donde

R = caudal de recirculación (m³/d)

Q = caudal de ingreso al sistema (m³/d)

IVB = índice volumétrico de barros

Adoptando una relación de recirculación del 100 % (MANUAL N° 8 WPCF (3), Aeración Extendida) y un IVB = 100 para lograr una buena sedimentabilidad de los barros en los sedimentadores, la máxima concentración de SSLM debería ser:

$$A_s = \frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 10^6}{(4.516 + 4.516) \times 100} = 5.000 \text{ mg/l}$$

Adoptamos una concentración de 4.500 mg/l, que prácticamente coincide con los 4.200 mg/l del gráfico SSLM/R/Q de P.L. McCARTY (cit. por ARCEIVALA en (5)) para un IVB = 100.

Entonces

$$\frac{F}{M} = 0,05 = \frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,225 \text{ kg/m}^3}{4,5 \text{ kg/m}^3 \cdot V}$$

Y

$$V = \frac{4.516 \times 0,225}{4,5 \times 0,05} = 4.516 \text{ m}^3$$

Es decir una permanencia hidráulica, para el volumen diario de verano, de 24 horas. Para el caudal de invierno la permanencia será:

$$P = \frac{4.516 \text{ m}^3}{1.737 \text{ m}^3/\text{d}} = 2,6 \text{ días}$$

Adoptamos dos unidades, cada una de 2.258 m³, con una profundidad útil de 3,65 m y planta rectangular. Cada celda, conformada como una Laguna Aireada revestida, contará con cuatro equipos aireadores montados sobre pasarelas de hormigón armado.

Las medidas de las Celdas Aireadas a nivel de la superficie líquida serán para taludes 1:1,5 de 69,00 x 15,00 m, es decir 1.035 m².

6 - BARROS EXCEDENTES.

Para operar adecuadamente una Planta de Tratamiento resulta necesario mantener en el sistema -dentro de cierto rango- la concentración de sólidos de diseño.

El aporte de sólidos "inertes" y "volátiles" ingresados con el líquido crudo y el crecimiento de la masa biológica propia del proceso, hacen que en forma continua o periódicamente se deba extraer barro del sistema.

Para un sistema del tipo en estudio -Aeración Extendida- la bibliografía indica tasas de producción de barro excedente de 0,15 a 0,30 kg/kg DBO removida (MANUAL N° 8 WPCF (3)).

Estos valores, normalmente adoptados para el cálculo de los barros excedentes en aeración extendida, de acuerdo a recientes investigaciones resultan demasiado optimistas.

Efectivamente, SCHULTZ, HEGG y RAKNES (7) realizan un cuidadoso estudio sobre el tema en 16 plantas de ese tipo funcionando en condiciones de operación y con eficiencias comparables (13 mg/l de DBO y 15 mg/l de Sólidos Suspendidos Totales (SST) en el efluente como promedio). El valor real de producción de barros excedentes fue, como valor medio de las 16 plantas, de 0,86 kg SST/kg DBO removida.d. Se estimó asimismo que el 10 % de esa producción diaria se perdía por vertedero final.

CHUDOBA y TUCEK (8). posteriormente realizan una detallada formulación para describir cinéticamente, mediante un balance de masas, la composición de barro en ese tipo de tratamientos diferenciando el barro producido biológicamente del primario, y a su vez para cada uno, los componentes orgánicos degradables, orgánicos no degradables, y minerales.

La aplicación del modelo matemático a condiciones típicas de desagüe cloacal en aeración extendida (permanencia hidráulica de dos días) y para periodos de retención de sólidos entre 5 y 100 días, indicaron producciones diarias de entre 0,657 kg/kg DBO removida (EDAD DEL BARRO = 100 días) y 0,895 kg/kg DBO removida (EDAD DEL BARRO = 5 días).

Estos valores coinciden así en forma muy ajustada con los estudios de campo de SCHULTZ y otros.

De acuerdo a las ecuaciones de CHUDOBA y TUCEK, la concentración de barros primarios en el sistema es:

$$X_I = \frac{f_o X_o \theta_x}{\theta} \left(\alpha + \frac{1 - f_o}{f_o} \right)$$

donde:

X_o = concentración de sólidos suspendidos totales en el líquido crudo = 278 mg/l

f_o = fracción orgánica de sólidos suspendidos volátiles primarios = 0,73

α = fracción no degradable de SSV primarios = 0,30

θ = permanencia hidráulica en las celdas = 1 día

θ_x = permanencia de sólidos (edad del barro); adoptamos 24 días

$$X_I = \frac{0,7 \times 0,278 \times 24}{1} \left(0,30 + \frac{1 - 0,73}{0,73} \right) = 3,129 \text{ kg/m}^3$$

La masa biológica, incluyendo los componentes orgánico degradable, orgánico no degradable y mineral resulta de acuerdo al modelo, expresada por la ecuación:

$$Y_b = \frac{Y_o \cdot S_r \cdot \theta_x}{\theta} \left(\frac{1 + \beta \cdot k_d \cdot \theta_x}{1 + k_d \cdot \theta_x} + \frac{f_m^o}{1 - f_m^o} \right)$$

donde:

Y_o = coeficiente de producción total de biomasa orgánica = 0,65

S_r = DBO removida = 214 mg/l admitiendo una eficiencia real del 95 %

β = fracción degradable de biomasa orgánica = 0,20

f_m^o = fracción mineral de las células producidas = 0,05

k_d = constante de descomposición de la fracción degradable =

$$k_d(20^\circ) \theta^{T-20}$$

Para calcular la constante k_d necesitamos conocer la temperatura en las celdas, que para las condiciones de diseño: verano, adoptamos con carácter conservativo en 23°C.

CHUDOBA Y TUCEK (8) utilizaron en sus cálculos valores de $k_d(20^\circ\text{C})$ entre 0,12 y 0,15 d^{-1} y θ_t entre 1,02 y 1,075. Adoptando para barros activados en aeración extendida $\theta_t = 1,02$ resulta:

$$k_d(23^\circ\text{C}) = 0,15 \times 1,02^{23-20} = 0,159 \text{ d}^{-1}$$

y finalmente:

$$Y_b = \frac{0,65 \times 0,214 \times 24}{1} \left(\frac{1 + 0,2 \times 0,159 \times 24}{1 + 0,159 \times 24} + \frac{0,05}{1 - 0,05} \right) = 1,398 \text{ kg/m}^3$$

La concentración total de barro -primario y biológico- será:

$$X_T = X_I + Y_b = 3,129 + 1,398 = 4,527 \text{ kg/m}^3$$

Valor coincidente con los $4,500 \text{ kg/m}^3$ adoptados en el dimensionamiento de las celdas.

El barro excedente se calcula con la ecuación:

$$SSP = \frac{X_t \cdot \theta}{S_r \cdot \theta_x} = \frac{4.527 \times 1}{0,214 \times 24} = 0,88 \text{ kg/kg DBO}_r$$

Asumiendo que el 10 % del barro excedente se pierda por vertedero de los Sedimentadores, el coeficiente medio de producción de barro será:

$$SSP_{exc} = 0,88 \times 0,9 = 0,79 \text{ kg/kg DBO}_r$$

Edad del barro.

Siendo:

$$SRT \text{ (EDAD DEL BARRO)} = \frac{\text{SOLIDOS EN EL SISTEMA}}{\text{SOLIDOS QUE SALEN DEL SISTEMA}}$$

Podemos ahora verificar en el sistema el período medio de permanencia de sólidos o edad del barro, que adoptáramos para el cálculo anterior:

En su expresión completa es según CASHION y KEINATH (9):

$$SRT = \frac{(V_a \cdot C_o) + (V_c \cdot X_c)}{Q_I \cdot X_e + Q_w \cdot C_u}$$

donde:

V_a = volumen de las unidades de aeración (m^3)

C_o = concentración de sólidos suspendidos en las unidades de aeración (kg/m^3)

V_c = volumen de los sedimentadores secundarios (m^3)

X_c = concentración de sólidos suspendidos en los sedimentadores

Q_I = caudal afluente (m^3/d)

Q_w = caudal de barro excedente

X_e = concentración de sólidos suspendidos en el efluente

C_u = concentración de sólidos suspendidos en los barros recirculados

La concentración X_c es un valor muy variable y de difícil estimación. CHUDOBA y TUCEK (8) indican que puede variar entre el 8 y el 55 % de la masa de barro total del sistema. Los mismos autores indican que cuando las características de sedimentación del barro son buenas y las Cámaras de Aeración mucho más grandes que los Sedimentadores Secundarios, la cantidad de barro retenida en estos últimos puede desprejarse.

Para la concentración de sólidos suspendidos en el líquido mezcla adoptada y luego verificada por cálculo (X_t) correspondería un total de:

$$4.516 m^3 \times 4,5 kg/m^3 = 20.322 kg SS$$

El denominador de la fórmula es:

$$0,88 kg/kg DBO_r \times 4.516 m^3/d \times 0,225 kg/m^3 \times 0,95 = 850 kg/d$$

y finalmente

$$SRT = \frac{20.322}{850} = 23,9 \text{ días} \approx 24 \text{ días}$$

Valor que se ubica entre los mencionados por la bibliografía como normales para aeración extendida.

El barro a disponer en verano será entonces:

$$0,79 \text{ kg/kg DBO}_r \times 4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,225 \text{ kg/m}^3 \times 0,95 = \\ = 763 \text{ kg/d} \sim 765 \text{ kg/d}$$

El mismo cálculo para invierno -en que la permanencia hidráulica sube a más del doble: 2,6 días, y la carga en DBO baja a la mitad- daría una cantidad de barro excedente por día mucho menor. Por esa razón se utilizará para el diseño de los Concentradores la carga diaria de sólidos determinada para el verano.

7 - EQUIPOS AIREADORES.

Requerimiento de Oxígeno.

Para el cálculo del requerimiento de oxígeno para la actividad de los microorganismos empleamos la expresión de ECKENFELDER:

$$\text{kg O}_2/\text{d} = a' \text{ kg DBO removida} + b' \text{ kg SSVLM}$$

Adoptamos los coeficientes:

$$a' = 0,52 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_r \\ b' = 0,14 \text{ kg O}_2/\text{kg SSVLM}$$

y asumimos que la eficiencia real en remoción de DBO será del orden del 95 %:

$$\text{DBO}_r \text{ (kg/d)} = 4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,225 \text{ kg/m}^3 \times 0,95 = 965 \text{ kg DBO/d}$$

$$\text{SSVLM (kg)} = 4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 4,5 \text{ kg/m}^3 \times 0,55 = 11.177 \text{ kg}$$

Se consideró que los SSVLM = 0,55 SSLM (según ARCEIVALA (5) en aeración extendida la relación varía entre 0,5 y 0,6)... Es decir:

$$0,55 \times 4,5 = 2,5 \text{ kg/m}^3$$

En realidad, de acuerdo al cálculo realizado según CHUDOKA y TUCEK (8) debería ser bastante más bajo: 1,398 ~ 1,4 kg/m³, pero se adopta ese valor para mantener un margen de seguridad razonable en la especificación de los aireadores.

Entonces:

$$\begin{aligned} O_2/d &= 0,52 \text{ kg } O_2/\text{kg DBO}_R \times 965 \text{ kg DBO}_R/d + \\ &+ 0,14 \text{ kg } O_2/\text{kg SSVLM} \times 11.177 \text{ kg SSVLM/d} = 2.067 \text{ kg } O_2/d \end{aligned}$$

ó bien:

$$86 \text{ kg } O_2/h$$

El cálculo se realiza para verano, que es cuando mayor es la carga orgánica diaria y menor la disolución de oxígeno en la masa líquida.

Para calcular la potencia de los equipos calcularemos la relación de transferencia mediante la expresión:

$$N = N_o \left[\left(\frac{B \cdot C_{sw} - C_o}{S_c} \right) \cdot e^{T-20} \cdot \alpha \right]$$

donde:

$$N_o = 1,7 \text{ kg } O_2/HP$$

$$C_{sw} = 8,68 \text{ mg/l}$$

$$C_o = 2 \text{ mg/l}$$

$$C_s = 9,17 \text{ mg/l}$$

$$T = 23^\circ C$$

$$\alpha = 0,93 \text{ para SRT} = 24 \text{ días}$$

$$B = 0,97 \text{ para SRT} = 24 \text{ días}$$

$$\therefore N = 1,7 \left[\left(\frac{0,97 \times 8,68 - 2}{9,17} \right) 1,024^{23-20} \times 0,93 \right] =$$

$$= 1,19 \text{ kg } O_2/HP.h$$

Por consiguiente la potencia requerida para oxigenación será:

$$P = \frac{86 \text{ kg O}_2/\text{h}}{1,19 \text{ kg O}_2/\text{HP}} = 72 \text{ HP}$$

Como se ha previsto instalar un total de 8 equipos aireadores, la potencia de cada uno debiera ser:

$$P_m = \frac{72}{8} = 9 \text{ HP}$$

Se adoptarían equipos de 10 HP.

Verificamos ahora la potencia necesaria para mezcla del líquido.

Para mantener todos los sólidos en suspensión se requiere de acuerdo a:

- H. PARKER (2) : 20 HP/1.000 m³
- ECKENFELDER (10) : 20 a 26 HP/1.000 m³
- EPA (11) : 20 HP/1.000 m³

Se adopta 25 HP/1.000 m³. Como cada Celda Aireada tiene un volumen de 2.258 m³ se requerirán:

$$\frac{2.258 \times 25}{1.000} = 56 \text{ HP}$$

Es decir que cada equipo debería ser de 14 HP, pues hay cuatro por Celda.

Se adoptan cuatro equipos de 15 HP en cada Celda.

8 - SEDIMENTADORES SECUNDARIOS.

La carga hidráulica por unidad de superficie es uno de los parámetros básicos de diseño de los decantadores en general. En el caso de sedimentadores de sistemas de tratamiento por barros activados se mide como caudal de salida sobre superficie útil de las unidades, sin tener en cuenta el caudal de recirculación.

Distintos autores e instituciones definen límites para este parámetro:

- NORMAS DE LOS 10 ESTADOS (EE.UU.) (12):

Para Plantas de Aeración Extendida ($F/M = 0,05$)

$$300 \text{ g/d.ft}^2 = 0,51 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

- MANUAL N° 8 WPCF (3)

Sin distinguir tipo de proceso biológico:

$$800 \text{ g/ft}^2 \text{ .d}$$

- INGENIEROS SANITARIOS DEL ESTADO PARA LOS GRANDES LAGOS Y ALTO MISSISSIPPI (G.L.U.M.R.E.) (cit. en (13))

Para barros activados convencionales como caudal pico:

$$2,04 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

- ENTE DE PROTECCION AMBIENTAL DE EE.UU. (EPA) (cit. en (13))

Para plantas de Aeración Extendida:

$$\begin{aligned} \text{Caudal medio} & \dots 0,34 - 0,68 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h} \\ \text{Caudal pico} & \dots 1,36 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h} \end{aligned}$$

Siendo las Normas de los 10 Estados y EPA las que definen con mayor precisión las cargas hidráulicas superficiales, discriminando valores para Aeración Extendida, adoptamos el valor dado por la primera institución, el que se ubica en el promedio de los dos valores establecidos por EPA:

$$0,51 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

Para el caudal de diseño (verano) resulta:

$$\frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \text{ h/d} \cdot 0,51 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 369 \text{ m}^2$$

Por razones de confiabilidad y flexibilidad de operación se adoptan cuatro unidades. Cada unidad tendrá una superficie útil de:

$$S = \frac{369 \text{ m}^2}{4} = 92,3 \text{ m}^2$$

Verificamos para el caudal máximo (caudal de bombeo) suponiendo que circunstancialmente funcionaran tres equipos de bombeo:

$$\frac{3 \times 80 \text{ m}^3/\text{h}}{369 \text{ m}^2} = 0,65 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} < 1,36 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

Verificamos ahora otro parámetro de diseño básico: carga de sólidos por unidad de superficie. En este caso se tiene en cuenta el caudal de recirculación. La relación de recirculación mínima puede calcularse mediante la expresión de Stewart:

$$r = \frac{1}{(B_{s\text{máx}}/A_s) - 1}$$

donde:

$B_{s\text{máx}}$ = máxima concentración de sólidos en los
barros de recirculación = $\frac{10^6}{\text{IVB}}$

A_s = máxima concentración de sólidos suspendidos
en líquido mezcla

Adoptando un índice volumétrico de barros (IVB) = 100 para asegurar una buena sedimentabilidad, resulta:

$$Bs_{\text{máx}} = \frac{10^6}{100} = 10.000 \text{ mg/l}$$

$$r = \frac{1}{\frac{10.000 \text{ mg/l}}{4.500 \text{ mg/l}} - 1} = 0,82$$

Como este valor es el mínimo requerido para que el sistema funcione adecuadamente (sin acumulación de barros excesiva en los Sedimentadores) adoptamos una relación 1:1, es decir un caudal de recirculación de:

$$Q_r = \frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \text{ h/d}} = 188 \text{ m}^3/\text{h}$$

Los valores recomendados como carga específica de sólidos son:

- MANUAL N° 8 WPCF (3) : 98 - 146 kg/m².d (hasta 268 kg/m².d según Figura 14-30 para IVB = 100).
- G.L.U.M.R.E. (cit. en (13)):
244 kg/m².d como valor pico horario para Barros Activos Convencionales.
- EPA (cit. en (13)). Para Aeración Extendida:
98 a 146 kg/m².d para caudal medio;
244 kg/m².d para caudal pico.
- METCALF y EDDY (14) : Para concentraciones de SSLM mayores de 2.000 mg/l recomienda cargas inferiores a 146 kg/m².d

La carga en sólidos para la superficie determinada de sedimentación es:

$$C_{\text{sól.}} = \frac{(4.516 + 4.516) \text{ m}^3/\text{d} \times 4,5 \text{ kg}/\text{m}^3}{369 \text{ m}^2} = 110,15 \text{ kg}/\text{m}^2.\text{d}$$

Valor que se ubica ligeramente sobre el límite inferior recomendado por EPA.

La carga en sólidos para el caudal pico con 3 bombas funcionando sería:

$$C_{\text{sól. máx.}} = \frac{(80 \text{ m}^3/\text{h} \times 3 + 188 \text{ m}^3/\text{h}) \times 4,5 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 24 \text{ h}/\text{d}}{369 \text{ m}^2} = 125,3 \text{ kg}/\text{m}^2.\text{d}$$

Valor mucho menor que el límite establecido para caudal pico.

Adoptando un sector de ingreso y distribución central (pantalla de sección circular) de 3,00 m de diámetro, la superficie total de cada unidad será:

$$S_T = 93 \text{ m}^2 + \frac{\pi \cdot 3,00^2}{4} = 100 \text{ m}^2$$

Se adoptan sedimentadores circulares de 11,50 m de diámetro interno, por lo que los vertederos periféricos tendrán una longitud de:

$$L_V = \pi \times 11,50 = 36 \text{ m}$$

La carga hidráulica por longitud de vertedero resulta para cada Sedimentador:

$$\frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d}}{4 \times 36 \text{ m}} = 31,36 \text{ m}^3/\text{d.m}$$

Valor que se ubica muy por debajo de los valores normalmente establecidos como máximos:

- MANUAL N° 8 WPCF (3) . . . : 125 a 250 m³/m.d
- G.L.U.M.R.E. (cit. en (13)) : 186 m³/m.d como caudal pico
- METCALF y EDDY (14) : 248 m³/m.d

Para el cálculo de la permanencia hidráulica efectiva, asumimos que el efecto del caudal de recirculación sobre la misma la afecta en un 60 % de ese valor, y que además el caudal de ingreso es el máximo de bombeo:

$$Q_c = \frac{240 \text{ m}^3/\text{h} + 0,6 \times 188 \text{ m}^3/\text{h}}{4} = 88,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Adoptando una permanencia de 4 horas (recomendada por EPA para procesos de "Aeración Extendida" con relaciones F/M hasta 0,05) la altura útil será:

$$h_u = \frac{88,2 \text{ m}^3/\text{h} \times 4 \text{ h}}{93 \text{ m}^2} = 3,80 \text{ m}$$

Valor que se ubica entre los 2,10 y 4,20 m recomendados por el MANUAL N° 8 WPCF (3) y es mayor que los 3,60 m recomendados por METCALF y EDDY (14) para Sedimentadores Secundarios con vertedero perimetral.

Los sedimentadores contarán con barredores mecánicos de fondo accionados periféricamente por un grupo motor-reductor.

9 - ESTACION ELEVADORA PARA RECIRCULACION DE BARROS.

El caudal de barro a recircular es, de acuerdo a lo establecido anteriormente, para la Primera Etapa:

$$Q^I_R = 188 \text{ m}^3/\text{h}$$

Por razones constructivas y de mejor operación se adoptaron dos Pozos de Bombeo de Barros, uno para cada par de Sedimentadores Secundarios.

Cada electrobomba tendrá capacidad para impulsar un caudal de:

$$Q_b = \frac{188 \text{ m}^3/\text{h}}{2} = 95 \text{ m}^3/\text{h}$$

De ese modo se mantendrá una reserva del 100 % en cada Estación de Bombeo.

El funcionamiento de estas Estaciones Elevadoras es continuo, razón por la cual no se calculan los volúmenes de los Pozos de Aspiración, para los que se adoptaron las medidas mínimas resultantes de un diseño para operación cómoda de los equipos.

De hecho, como las válvulas de descarga de barros de los Sedimentadores Secundarios se encontrarán totalmente abiertas, el nivel líquido en los Pozos de Bombeo será el mismo que en los Sedimentadores (menos la pérdida de carga en la cañería). Periódicamente se cerrarán las válvulas hasta que las bombas vacíen todo el recinto, y luego se las abrirá rápidamente para favorecer la "autolimpieza" de las conducciones.

El volumen útil total de cada Pozo de Aspiración es de 25 m³, con lo que la permanencia para el caudal de trabajo es de 16 minutos.

Siendo la cota de descarga del barro recirculado en la Cámara Partidora 12,00 y la cota de nivel líquido mínimo en el Pozo de Bombeo 5,10, el desnivel "topográfico" será:

$$\Delta H_t = 12,00 - 5,10 = 6,90 \text{ m}$$

Se adoptó un diámetro de 0,200 m para la cañería de impulsión que tiene una longitud de 115 m. De acuerdo a Prandtl-Colebrook, para el caudal de 188 m³/h y el diámetro adoptado, la pérdida de carga es:

$$j = 0,014$$



La velocidad de circulación es de 1,65 m/s.

La altura dinámica total (ADT) de bombeo será

$$\begin{aligned} \text{ADT} &= \Delta H_t + \Delta h_j + \Delta h_1 = \\ &= 6,90 + 115 \times 0,014 + 9 \times \frac{1,6^2}{19,62} = 9,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Se adoptan bombas con una ADT de 10 m de columna de agua.

10 - CONCENTRADOR DE BARROS.

Los barros excedentes producidos en el sistema, por sus características, se destinarán a relleno sanitario con el fin de mejorar las condiciones de compactación de la basura. Con el objeto de reducir el transporte de agua se concentrarán en unidades elevadas desde las que se cargarán camiones cisterna. El grado de estabilización logrado en un sistema de barros activados en aeración extendida con una edad del barro de 24 días, permitirá disponerlo en esa forma sin mayores inconvenientes.

Los concentradores o espesadores mecánicos se dimensionan en base a carga de sólidos por unidad de superficie.

Distintos autores recomiendan para barros biológicos con contenido de primarios:

- METCALF y EDDY (14) : 8 a 16 lb/ft².d = 39 a 78 kg/m².d

- CULP-WESNER-CULP (5) : 8 a 12 lb/ft².d = 39 a 59 kg/m².d

- MANUAL N° 8 WPCF (3) :

Para barros primarios : 18 a 25 lb/ft².d = 90 a 120 kg/m².d

Para barros biológicos: 4 a 6 lb/ft².d = 20 a 30 kg/m².d

- EPA (16):

Para barros biológicos: 5 a 6 lb/ft².d = 25 a 30 kg/m².d

Para barros primarios
+ biológicos : 6 a 10 lb/ft².d = 30 a 50 kg/m².d

Adoptamos una carga de 35 kg/m².d. Como la máxima producción estimada era, para verano, de 765 kg/d

$$\Omega = \frac{765 \text{ kg/d}}{35 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{d}} = 21,8 \approx 22 \text{ m}^2$$

Como la "campana" central de distribución tiene un diámetro de 1,50 m, la superficie total requerida será:

$$\Omega_T = 22 \text{ m}^2 + \frac{\pi \cdot 1,5^2}{4} = 23,8 \approx 24 \text{ m}^2$$

El diámetro interno de la unidad resultará:

$$D_I = \sqrt{\frac{24 \times 4}{\pi}} = 5,50 \text{ m}$$

La profundidad periférica será de 3 m (según CULP (15): 3 m; según MANUAL N° 8 WPCF (3): 3 a 3,70 m).

Se preverá otra unidad igual de reserva, la que servirá además para acumular barros durante cuatro días en caso de problemas ocasionales en el servicio de camiones.

Cada Concentrador irá equipado con un espesador mecánico de eje vertical y baja velocidad (7,5 m/min de velocidad periférica) y accionado por un equipo de unos 5 HP de potencia.

11 - DESINFECCION FINAL.

El efluente de los Sedimentadores pasará por una cámara de desinfección final, donde se agregará la solución de hipoclorito de sodio mediante una de las dos bombas dosificadoras previstas.

La cámara de cloración fue dimensionada para una permanencia de media hora para el caudal de bombeo:

$$V = 240 \text{ m}^3/\text{h} \times 0,5 = 120 \text{ m}^3$$

La unidad contará en su cabecera con un sector de dispersión hidráulica y un vertedero final de salida.

La instalación contará con dos tanques para preparar la solución diluída de hipoclorito (1:10) y un tanque de reserva de plástico reforzado con fibra de vidrio, de 5 m^3 , para recibir el producto a "granel" en su concentración comercial del 10 %.

Para una dosis conservativa de $0,5 \text{ mg/l}$ de cloro activo, se requerirán al día, en verano:

$$\frac{4.516 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,5 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3}{0,1} \approx 23 \text{ kg de hipoclorito de sodio al } 10 \%$$

La estiba alcanzaría en esas condiciones para aproximadamente 150 días.

La dilución de la solución en una relación 1:10 permitirá dosificar a razón de prácticamente

$$\frac{23 \times 10}{24} = 9,5 \text{ litros/hora}$$

y cada tanque de dosificación de 1.000 dm^3 alcanzaría para cubrir unos 4 días de trabajo.

12 - ESTACION ELEVADORA EFLUENTE TRATADO.

Los caudales a impulsar coinciden con los de la Estación Elevadora del líquido "crudo"; consecuentemente se adopta el mismo número de bombas para los mismos caudales.

12.1 Pozo de Aspiración.

El cálculo del Pozo de Aspiración se efectúa también en este caso para la Segunda Etapa, ya que el volumen necesario para la Primera Etapa se podrá regular con los flotantes de arranque y parada de las electrobombas.

Se fija para el Pozo de Aspiración un volumen de 30 m^3 , siendo sus dimensiones:

$$a = 3,00 \text{ m}$$

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$h = 1,65 \text{ m}$$

El desnivel líquido útil entre arranques de las bombas fue establecido en $0,50 \text{ m}$, con un volumen de 9 m^3 .

Los caudales de bombeo son los mismos que fueran establecidos para la Estación Elevadora del desagüe "crudo":

$$Q_b \text{ para } Q_{\text{máx}} = 480 \text{ m}^3/\text{h} = 8 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_b \text{ para } Q_{\text{med}} = 160 \text{ m}^3/\text{h} = 2,67 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_b \text{ para } Q_{\text{mín}} = 160 \text{ m}^3/\text{h} = 2,67 \text{ m}^3/\text{min}$$

Los tiempos de llenado y vaciado resultan:

. Para Caudal Máximo.

$$t_{LL} V_1 = \frac{9 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min}} = 1,13 \text{ min}$$

$$t_{LL} V_2 = \frac{9 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min} - 2,67 \text{ m}^3/\text{min}} = 1,70 \text{ min}$$

$$t_{LL} V_3 = \frac{9 \text{ m}^3}{7,97 \text{ m}^3/\text{min} - 5,34 \text{ m}^3/\text{min}} = 3,42 \text{ min}$$

$$t_{vac} = \frac{30 \text{ m}^3}{8 \text{ m}^3/\text{min} - 7,97 \text{ m}^3/\text{min}} = 1.000 \text{ min}$$

Por lo que resulta que durante el período en que se produce el $Q_{\text{máx}}$ las bombas funcionan en forma continua.

. Para Caudal Medio.

$$t_{LL} V_1 = \frac{9 \text{ m}^3}{2,45 \text{ m}^3/\text{min}} = 3,67 \text{ min}$$

$$t_{vac} = \frac{9 \text{ m}^3}{2,67 \text{ m}^3/\text{min} - 2,45 \text{ m}^3/\text{min}} = 40,91 \text{ min}$$

$$t_T = 44,6 \text{ min}$$

Es decir aproximadamente un arranque cada 45 minutos.

. Para Caudal Mínimo.

$$t_{LL} V_1 = \frac{9 \text{ m}^3}{1,22 \text{ m}^3/\text{min}} = 7,38 \text{ min}$$

$$t_{vac} = \frac{9 \text{ m}^3}{2,67 \text{ m}^3/\text{min} - 1,22 \text{ m}^3/\text{min}} = 6,2 \text{ min}$$

$$t_T = 13,6 \text{ min}$$

Es decir unos 4 ó 5 arranques por hora.

12.2 Cañería de Impulsión al Arroyo La Mata.

Se ha previsto la colocación de una cañería con capacidad para conducir el caudal de bombeo de Segunda Etapa.

El caudal de bombeo máximo es 480 m³/h; para el cálculo se aplicó la fórmula de Prandtl-Colebrook, resultando:

$$\begin{aligned} \text{Diámetro} &= 0,350 \text{ m} \\ j &= 0,0049 \\ V &= 1,35 \text{ m/seg} \end{aligned}$$

A partir de la Boca de Registro N° 1 comienza la cañería por gravedad que termina descargando en la cuneta del camino. Esta cañería se calculó con la pendiente mínima del tramo y aplicando la Fórmula de Manning, de donde resulta:

$$i = \frac{67,35 - 60,00}{140} = 0,00964$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{máx}} &= 480 \text{ m}^3/\text{h} = 133,3 \text{ l/seg} \\ D^\circ &= 0,350 \text{ m} \\ i &= 0,009 \\ Q &= 135 \text{ l/seg} \end{aligned}$$

Por lo tanto la cañería por gravedad tendrá un diámetro uniforme de 0,350 m.

12.3 Cañería de Impulsión a Cisterna de Riego N° 1.

Se ha previsto la colocación de una cañería con capacidad para el caudal de bombeo de Segunda Etapa.

El caudal de impulsión es de 480 m³/h; se aplica para el cálculo la fórmula de Prandtl-Colebrook, y por tratarse de una cañería de longitud corta se adopta un diámetro de 0,300 m, resultando:

$$\begin{aligned} j &= 0,011 \\ V &= 1,90 \text{ m/seg} \end{aligned}$$

13 - CAMARAS PARTIDORAS Y DE AFORO.

13.1 Cámara Partidora N° 1.

Recibe la totalidad del caudal que ingresa a la Planta y lo divide hidráulicamente en las dos líneas de procesamiento previstas. Para poder ajustar correctamente la partición durante la puesta en marcha de la instalación, se han previsto dos compuertas de madera, las que de ser necesario se podrán cepillar hasta lograr una lámina líquida del mismo espesor en ambos vertederos.

La lámina fue dimensionada para un período de residencia de 1 minuto para el caudal máximo de bombeo:

$$Q = 240 \text{ m}^3/\text{h} = 4 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$V = 4 \text{ m}^3/\text{min} \times 1 \text{ min} = 4 \text{ m}^3$$

Se adoptó una cámara de sección rectangular de 1,65 x 1,80 x 1,30 m.

13.2 Cámaras de Aforo Barro Recirculado.

En la descarga de cada vertedero de la Cámara Partidora N° 1 se incorporan los barros recirculados.

El caudal de recirculación es de:

$$Q_R = 95 \text{ m}^3/\text{h} = 1,58 \text{ m}^3/\text{min}$$

Por tratarse de barro biológico adoptamos una permanencia de 30 segundos, con lo que el volumen requerido es de:

$$V = 1,58 \text{ m}^3/\text{min} \times 0,5 \text{ min} = 0,79 \text{ m}^3$$

Las Cámaras de Aforo serán de 0,85 x 0,70 x 1,40 m.

Los vertederos serán de tipo triangular, con escotadura de 90° y 300 mm de tirante de paso, los que admiten un caudal máximo de hasta 245 m³/h.

13.3 Cámara Partidora N° 2.

Se trata de una cámara de planta cuadrada que servirá para distribuir el "líquido mezcla" en los cuatro Sedimentadores Secundarios. Por contener barros biológicos se ha previsto una permanencia de 30 segundos para el caudal máximo de diseño.

$$Q_{\text{máx}} = 240 \text{ m}^3/\text{h} + 188 \text{ m}^3/\text{h} = 428 \text{ m}^3/\text{h} = 7,15 \text{ m}^3/\text{min}$$
$$V = 7,15 \text{ m}^3/\text{min} \times 0,5 \text{ min} = 3,6 \text{ m}^3$$

Se adopta una Cámara de 1,10 x 1,10 x 3,30 m.

13.4 Cámara de Aforo Barro Excedente al Concentrador.

El barro a disponer en verano fue establecido en 765 kg/d. Ello representa un volumen diario de:

$$V_d = \frac{765 \text{ kg/d}}{1.035 \text{ kg/m}^3 \times 0,015} \approx 50 \text{ m}^3/\text{d}$$

Asumiendo que por razones de mejor control de la operación el barro excedente se descargue en el período diurno, durante unas 8 horas, el caudal de ingreso al Concentrador será:

$$Q_c = \frac{50 \text{ m}^3/\text{d}}{8 \text{ h/d}} = 6,25 \text{ m}^3/\text{h} = 0,104 \text{ m}^3/\text{min}$$

Adoptamos un período de retención en la Cámara de Aforo de 30 segundos, con lo que el volumen requerido resulta:

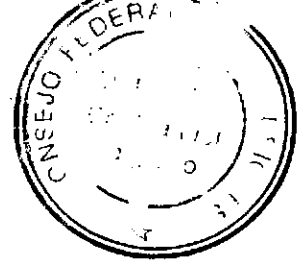
$$V = 0,104 \text{ m}^3/\text{min} \times 0,5 \text{ min} = 0,05 \text{ m}^3$$

Adoptamos con cierto margen una cámara de 0,70 x 0,90 x 1,30 m.

El vertedero es de tipo triangular, con ángulo de escotadura de 45° y con un tirante de paso de 150 mm, el que admite un caudal de hasta 15 m³/h.

14 - PERFIL HIDRAULICO DE LA INSTALACION.

. Cota Nivel Líquido Desarenador	11,10
h vertedero proporcional = 0,30 m	
Revancha = 0,10 m	<u>0,40</u>
	10,70
. Pérdida de carga entre Desarenador y Cámara partidora N° 1	
Q = 240 m ³ /h D° = 0,300	
j = 0,004 V = 0,95 m/seg	
Δh loc = 1 x $\frac{0,95^2}{19,62}$ = 0,05	
Δh j = 32 x 0,004 = 0,13	<u>0,18</u>
	10,52
Adoptamos N.L. C. PARTIDORA	10,50
. Máximo tirante sobre vertederos	<u>0,10</u>
COTA UMBRAL COMPUERTA-VERTEDERO	10,40
Revancha	<u>0,10</u>
N. LIQUIDO SALIDA C. PARTIDORA N° 1	10,30
. Pérdida de Carga entre C. Partidora N° 1 y Reactores Aeróbicos	
CAUDAL = $\frac{240 \text{ m}^3/\text{h} + 190 \text{ m}^3/\text{h}}{2}$ = 215 m ³ /h	
D° = 0,300	
j = 0,0024 V = 0,85 m/seg	
Δh loc = 1 x $\frac{0,85^2}{19,62}$ = 0,04	
Δh j = 12 x 0,0024 = 0,03	<u>0,07</u>
	10,23



Por razones topográficas adoptamos

N.L. REACTORES AEROBICOS	10,00
REGULACION N.L. REACTOR AEROBICO = 0,20	<u>0,20</u>
N. LIQUIDO SALIDA C. REGULACION	9,80

. Pérdida de carga entre C. Reg. Nivel y C. de Reunión:

$Q = 214 \text{ m}^3/\text{h}$	$D^\circ = 0,300$	
$j = 0,0024$	$V = 0,85 \text{ m/seg}$	
$\Delta h \text{ loc} = 0,5 \times \frac{0,85^2}{19,62} = 0,02$		
$\Delta h j = 13 \times 0,0024 = 0,03$		<u>0,05</u>
N. LIQUIDO C. REUNION		9,75

. Pérdida de carga entre C. de Reunión y C. Partidora N° 2:

$Q = 240 \text{ m}^3/\text{h} + 190 \text{ m}^3/\text{h} + 6 \text{ m}^3/\text{h} = 436 \text{ m}^3/\text{h}$	
$D^\circ = 0,400$	
$j = 0,0021$	$V = 0,97 \text{ m/seg}$
$\Delta h \text{ loc} = 1 \times \frac{0,97^2}{19,62} = 0,05$	
$\Delta h j = 15 \times 0,0021 = 0,03$	<u>0,08</u>
N. LIQUIDO C. PARTIDORA N° 2	9,67

Máximo tirante sobre vertederos
(CON UN SEDIMENTADOR FUERA DE SERVICIO)

$$Q = \frac{436 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 145 \text{ m}^3/\text{h}$$

c/vertedero de 1 m $h_v = 0,07$

COTA UMBRAL COMPUERTA-VERTEDERO	9,60
---	------

. Pérdida de carga entre C. PARTIDORA N° 2 y
SEDIMENTADORES SECUNDARIOS:

$$Q = \frac{436 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 145 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$D^\circ = 0,250$$

$$j = 0,0028 \quad V = 0,82 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,82^2}{19,62} = 0,05$$

$$\Delta h_j = 13,5 \times 0,0028 = 0,05 \dots \dots \dots \underline{0,10}$$

$$N. LIQUIDO SEDIM. SECUNDARIO \dots \dots \dots 9,50$$

$$CAIDA EN CANALETA PERIMETRAL \dots \dots \dots \underline{0,40}$$

$$N. LIQUIDO SALIDA SED. SECUNDARIO \dots \dots \dots 9,10$$

. Pérdida de carga entre Sed. Secundario N° 1 y
C. Inspección N° 2:

$$Q = \frac{240 \text{ m}^3/\text{h} + 6 \text{ m}^3/\text{h}}{3} = 82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$D^\circ = 0,200$$

$$j = 0,0028 \quad V = 0,70 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h_{loc} = 1 \times \frac{0,70^2}{19,62} = 0,02$$

$$\Delta h_j = 10 \times 0,0028 = 0,03 \dots \dots \dots \underline{0,05}$$

$$9,05$$

. Pérdida de carga entre C. INSP. N° 2 y
C. CLORACION:

$$Q = 246 \text{ m}^3/\text{h} \quad D^\circ = 0,300 \text{ mm}$$

$$j = 0,003 \quad V = 0,97 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h_{\text{loc}} = 3 \times \frac{0,97^2}{19,62} = 0,14$$

$$\Delta h_j = 36 \times 0,003 = 0,11 \dots \dots \dots \underline{0,25}$$

8,80

Por razones constructivas se adopta

N.L. CAMARA DE CLORACION	8,00
COTA VERTEDERO DESBORDE A LAGUNA	8,00
CONDUCTO DE DESCARGA A LAGUNA D° 0,300	
N.L. LAGUNA (MAXIMO HISTORICO)	5,50

EL SALTO RESULTANTE SE DEBE A RAZONES CONSTRUCTIVAS:
FUNDACION EN PATAGONIANO Y POR SOBRE NIVEL FREATICA.



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

- (1) "Manual de Operación de Plantas de Tratamiento de Líquidos Cloacales" (OSN, OSP y EIS), 1966.
- (2) H. PARKER - "Wastewater Systems Engineering", 1975.
- (3) "Wastewater Treatment Plan Design", Manual N° 8 WPCF y ASCE, 1977.
- (4) W. ECKENFELDER - "Manual of Treatment Processes", 1970.
- (5) SORAB ARCEIVALA - "Simple Treatment Methods", 1973.
- (6) CLARK y VIESSMAN - "Water Supply and Pollution Control", 1965.
- (7) SHULTZ, HEGG y RAKNES - "Realistic Sludge Production for Activated Sludge Plants without Primary Clarifiers" - Journal WPCF, Oct. 1982.
- (8) CHUDOBA y TUCEK - "Production, Degradation and Composition of Activated Sludge in Aeration Systems without Primary Sedimentation" - Journal WPCF, Marzo 1955.
- (9) CASHION y KEINATH - "Influence of three factors on Clarification in the Activated Sludge Process" - Journal WPCF, Nov. 1983.
- (10) W. ECKENFELDER - "Industrial Water Pollution Control", 1966.

- (11) "Municipal Wastewater Stabilization Ponds", EPA.
- (12) "Recommended Standards for Sewage Works", 1968.
- (13) STUKENBERG, RODMAN y TOUSLEE - "Activated Sludge Clarifier Design Improvements" - Journal WPCF, Abril 1983.
- (14) METCALF y EDDY - "Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal", 1972.
- (15) CULP-WESNER-CULP - "Handbook of Advances in Wastewater Treatment", 1978.
- (16) "Sludge Handling and Conditioning", EPA, 1978.

CUADRO N° 1

PROYECCION DE POBLACION
CRECIMIENTO DEMOGRAFICO

HIPOTESIS	AÑO	1991	2001	2006	2011	2021
I		2.924	4.868	6.281	8.105	13.494
II		2.924	4.868	5.980	7.345	10.211
III		2.924	5.236	6.619	8.367	12.149
IV		2.924	5.090	6.434	8.134	12.156

C R E C I M I E N T O D E M O G R A F I C O

R A D A T I L L Y

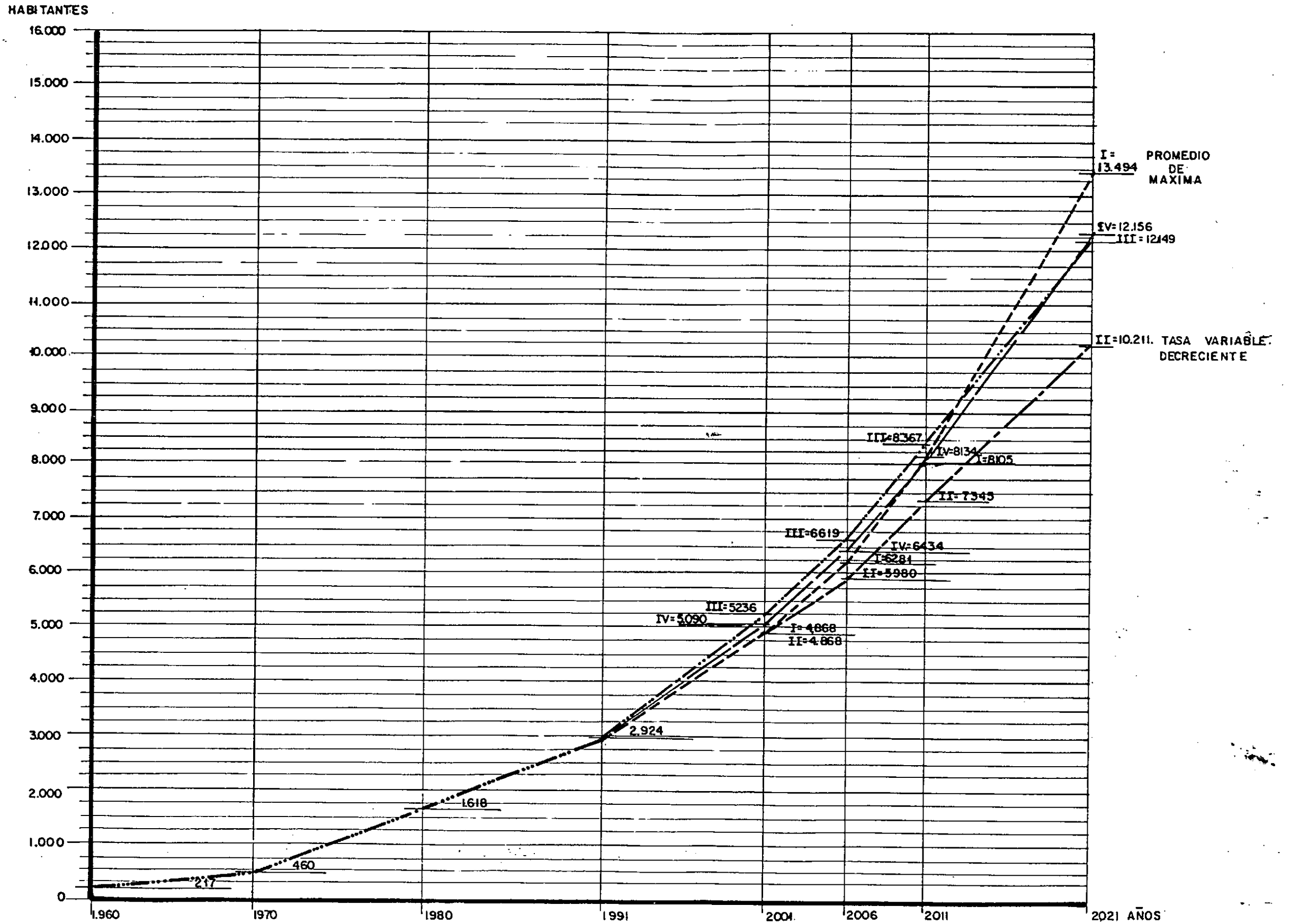


GRAFICO N° 1

ABACOS UTILIZADOS EN EL CALCULO

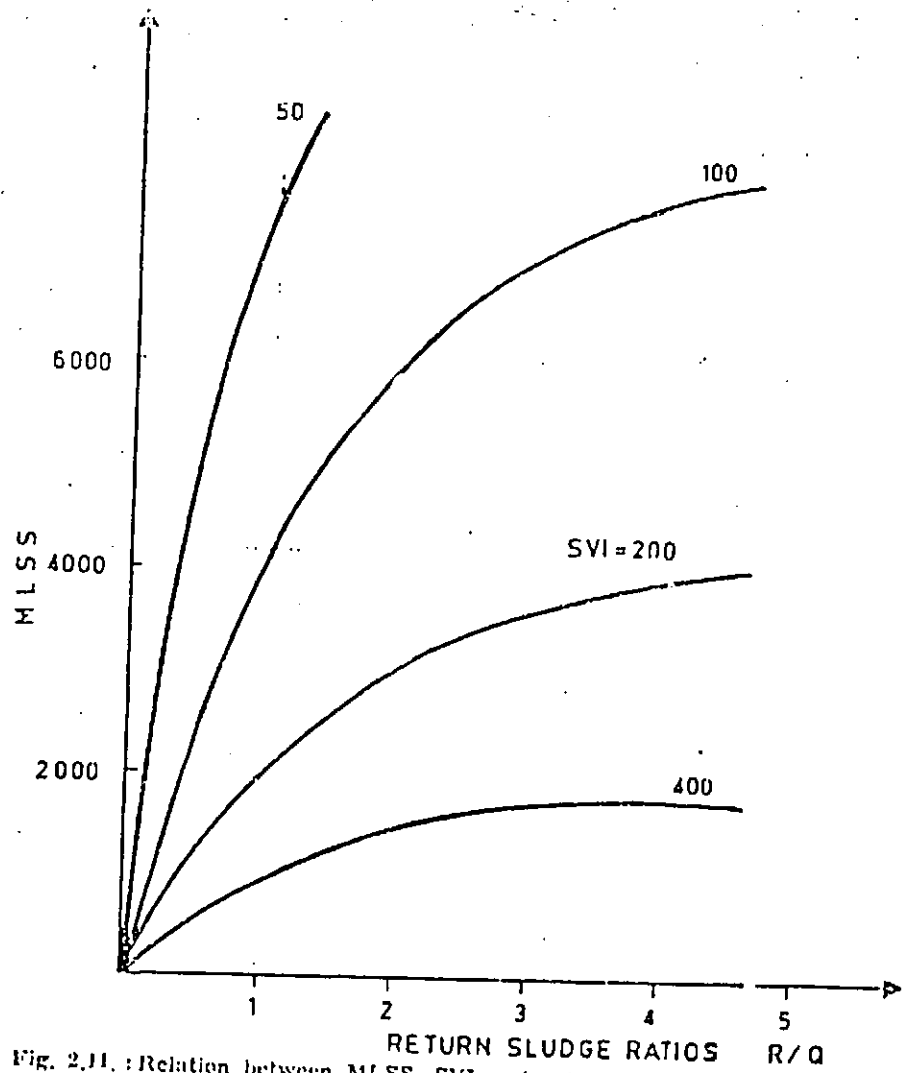


Fig. 2.11. : Relation between MLSS, SVI and return sludge ratios (after P.L. McCarty).

Table 2.4 : Recirculation ratios

Process	MLSS desired mg/l	Assumed Solids conc, mg/l in return flow	Required value of R/Q if SVI = 100
Conventional A.S.	2000 - 2500	8000 - 12000	0.25 - 0.50
Extended aeration	4000 - 5000	8000 - 12000	0.50 - 1.0

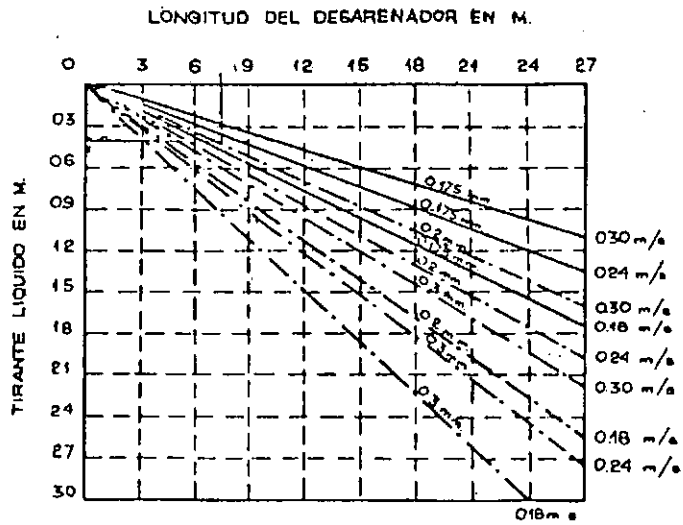
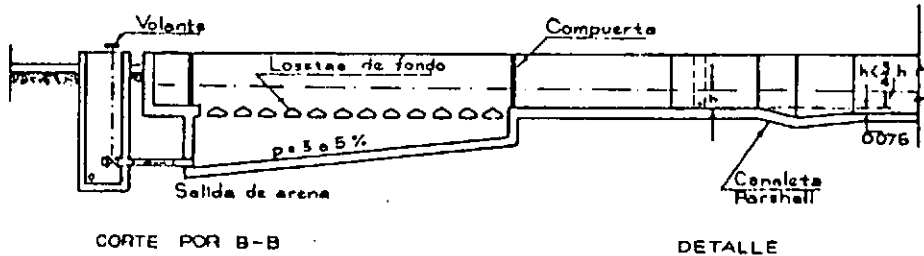
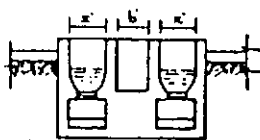


Fig. 3.3.6.

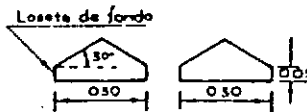
CORTE POR A-A



CORTE POR B-B



DETALLE



PLANTA

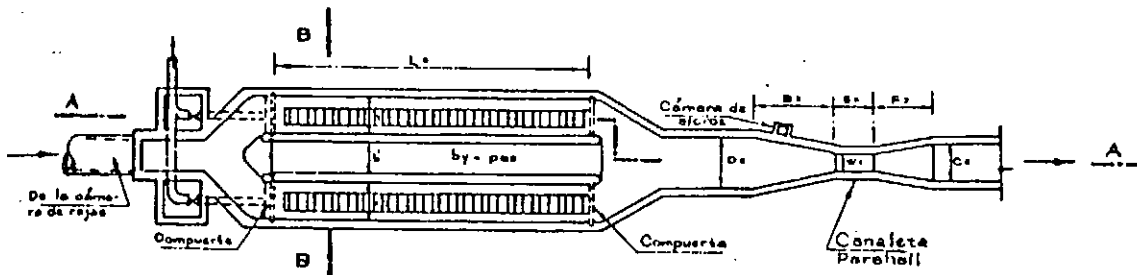


Fig. 3.3.7