

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DE RIO NEGRO

MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

DEPARTAMENTO PROVINCIAL DE AGUAS

ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL EN
SAN CARLOS DE BARILOCHE

CONTESTACION A LAS OBSERVACIONES FORMULADAS AL
SEGUNDO INFORME PARCIAL: "DISEÑO BASICO"

EXPERTO: ING. MARCELO JOSE PUJOL

1990

O/F 3319
P32.
✓

MARCELO JOSE PUJOL

LA PLATA, 26 de Junio de 1990.-

Señor
Secretario General del
Consejo Federal de Inversiones
Ing. JUAN JOSE CIACERA
Su Despacho.-

C. F. I.
INGRESO
26 JUN 1990
Nº 2916

Ref.: Establecimiento Depurador --
Cloacal en S.C. de Bariloche
Expte. 442.-

De mi consideración

Elevo a su consideración, por cuatuplicado, un volúmen complementario del Segundo Informe Parcial "Diseño Básico", en el que se cumplimentan las observaciones que esa anterior presentación mereciera por parte de la -- Inspección.-

Sin otro particular, saludo a Ud.
con atenta consideración.-

ING. MARCELO J. PUJOL

I N D I C E

Página

- Observaciones sobre la posible utilización de la Estación Elevadora	1
1.- Tamaño del Proyecto	2
1.1.- Tamaño del Proyecto de Agua Potable	2
1.2.- Tamaño del Proyecto del Establecimiento Depurador	3
1.3.- Partición en Etapas	4
- Observaciones sobre alternativas de desarenadores	10
2.- Pretratamiento y Elevación	11
2.1.- Consideraciones Generales	11
2.2.- Diseños Alternativos	12
2.3.- Diseños de Rejas	15
2.4.- Desarenadores	18
2.5.- Estaciones de Bombeo	24
2.6.- Evaluación y Conclusiones	39
- Observaciones sobre el estilo de la Memoria de Cálculo	52
3.- Tratamiento Biológico	53
3.1.- Parámetros de Diseño	53
3.2.- Características Generales	53
3.3.- Reactores	54
3.4.- Aireadores	57
3.5.- Sedimentadores	63
3.6.- Recirculación	64
3.7.- Desinfección	66
- Observación sobre los sistemas de conducción interior	67
Respuesta fuera de texto	67

	<u>Página</u>
- Observación sobre alternativas de trata-- miento de barros	71
4.- Tratamiento de los Barros.....	72
4.1.- Cantidad y Régimen de Purga.....	72
4.2.- Alternativa: Silo de Barros-Playa.....	74
4.3.- Alternativa: Espesador-Filtro Banda.....	87
4.4.- Pérdida de Carga en Cañerías.....	91
4.5.- Evaluación y Conclusiones.....	92
- Observación sobre obra de vuelco	98
5.- Obra de Vuelco.....	99
5.1.- Generalidad.....	99
5.2.- Diseño.....	100
5.3.- Cálculos Hidráulicos.....	102
5.4.- Fotografías.....	106
- Observación sobre cálculos hidráulicos	109
6.- Ajuste del Perfil Hidráulico.....	110
6.1.- Sedimentadores.....	110
6.2.- Cámara Partidora N° 2.....	112
6.3.- Reactores.....	113
6.4.- Cámara Partidora N° 1.....	118
6.5.- Salida Sedimentadores de los Líqui- dos Tratados.....	119
6.6.- Cámara de Cloración.....	121
6.7.- Playas de Secado.....	124
- Observación sobre bibliografía	127
Referencias Bibliográficas.....	128
- Anexos.....	129
Anexo 1 - Hipótesis de Trabajo del Proyec- to de Agua Potable por R.Noya y Asociados.....	130
Anexo 2 - Catálogos Ilustrativos.....	131
Anexo 3 - Pretratamiento y Elevación - -- Cómputos y Presupuestos.....	143
Anexo 4 - Tratamiento de Barros - Cómpu- tos y Presupuestos.....	162

O B S E R V A C I O N

Evaluar la posible utilización de la Estación Elevadora existente para la primera etapa y de ser necesario prever una nueva - Estación de Bombeo para la 2da. etapa, cuya construcción empalmaría con la obra del futuro colector.-

R E S P U E S T A

La posibilidad de utilizar exclusivamente la Estación Elevadora existente durante un cierto tiempo, tratando de compatibilizar su tamaño con el del colector existente, obliga a realizar el - estudio cronológico de los caudales por un lado, y el cálculo - de las máximas posibilidades de conducción de ese colector por otro. Ambos temas se relacionan con las hipótesis de trabajo adoptadas para definir el tamaño del proyecto (Items 1.1 y 1.2 - del Segundo Informe Parcial) las que por esa razón se transcriben.-

El estudio de las alternativas de pretratamiento y bombeo se desarrolla más adelante, en el Item 2.-

Queda también respondida en este apartado la observación sobre capacidad de conducción realizada al Item 3.2.-

1.- TAMAÑO DEL PROYECTO1.1.- Tamaño del Proyecto de Agua Potable

El tamaño del proyecto de la Planta Depuradora ha sido comparabilizado con las hipótesis de trabajo adoptadas en el proyecto "Provisión y Distribución de Agua Potable", enero de 1989, por Rómulo S. Noya y Asociados S.A..-

Para mejor ilustración, se adjunta en el Anexo 1 la parte sustantiva del trabajo, en cuanto a las mencionadas hipótesis de trabajo.-

Se transcriben a continuación las decisiones principales, ampliamente fundamentadas:

- Consumo medio actual del habitante residente..... 240 l/hdía
- Pérdidas (20% del consumo de la población estable)..... 48 l/hdía
- Dotación actual (consumo más pérdidas) del habitante residente, aplicable también al habitante equivalente..... 290 l/hdía
- Población equivalente = población residente + 0,69 población turística
- Factor de pico estacional..... 1,50
- Factor de pico instantáneo..... 1,50
- Dotación futura del habitante residente (o equivalente)..... 320 l/hdía
- Cobertura del servicio de agua potable al año 2020..... 95 %

Se llega así a los resultados sumarizados en el Cuadro N° 10 (ver Anexo 1). Por ejemplo, para el año 2020:

Año	Población Estable (hab.)	Población Flotante (hab.)	Cobertura (%)	Caudal Máximo Diario (m ³ /día)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /día)
2.020	148.191	43.137	95	81.148	121.722

O sea:

$$(148.191 + 0,69 \times 43.137) \times 0,95 \times 0,32 \times 1,5 = 81,148$$

$$81.148 \times 1,5 = 121.722 \text{ m}^3/\text{día}.$$

1.2.- Tamaño del Proyecto del Establecimiento DepuradorPoblación de Diseño

Se adopta una cobertura para el año 2020 del 90%. Entonces:

$$0,9 (148.191 + 43.137) = 172.195 \text{ h.}$$

Se adopta: Población de diseño = 170.000 h.

Carga Orgánica

Se adopta, conforme al primer informe; una carga específica de 60 gr DBO₅/h x día para el año 2020. Resulta:

$$170.000 \times 0,060 = 10.200 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

Carga Hidráulica Estacional

Dadas las características del clima (frío y húmedo), el hecho de que el período crítico en cuanto a sobrecargas es el del mes de julio y a las posibilidades de tener que afrontar caudales de infiltración de napas, no se practicará ninguna reducción al agua efectivamente entregada al usuario, la que se supondrá que llega íntegramente a la red de colectoras.-

Se llega al consumo efectivo, descontando del caudal bruto - el porcentaje de pérdidas en la red distribuidora. Ese término no fué evaluado en el 20% del consumo de la población estable, o sea que:

$$\frac{\text{Dotación cloacal efectiva para la población estable}}{\text{Dotación de cálculo de agua potable}} =$$

$$= \frac{1}{1,20} = 0,8333$$

Entonces los 81,148 m³/día del máximo estacional resultan, - descontadas las pérdidas:

$$(148.191 \times 0,8333 + 0,69 \times 43.137) \times 0,9 \times 0,320 \times 1,5 =$$

$$= 66.205 \text{ m}^3/\text{día}$$

que llegarán a la planta depuradora cloacal durante los días de tiempo seco de julio de 2020, siendo:

148.191 : Población estable año 202.

0,8333 : Factor de reducción sobre el agua computada para la población estable, que tiene en cuenta las pérdidas de la red.

0,69	:	Factor de equivalencia = consumo turista/ consumo residente.
43.137	:	Población turística en julio del 2020.
0,9	:	Factor de cobertura del servicio de desagües cloacales en el año 2020.
0,320	:	Dotación de agua potable nominal o de trabajo para el año 2020.
1,5	:	Factor de pico estacional.

Si bien se considera funcionamiento separativo, ello nunca se cumple estrictamente y menos en Bariloche, lo cual ha quedado bien demostrado en el Anteproyecto Preliminar. Por esa razón se ha considerado una sobrecarga durante tiempo húmedo del 45%, la que no será ingresada al tratamiento biológico a fin de preservar a la planta de posible fuga de barros por exceso de carga hidráulica sobre los sedimentadores.-

1.3.- Partición en Etapas

1.3.1.- Estudio Cronológico de las Cargas

A los efectos de modular la planta, otorgando a la primera etapa un tamaño adecuado, se realiza a continuación el estudio cronológico de las cargas hidráulicas y orgánicas tratando de prever su ocurrencia a lo largo del tiempo.-

La principal dificultad de esta tarea radica en las hipótesis que se formulen sobre la oportunidad en que serán realizadas las obras de ampliación de la red cloacal y segunda cloaca máxima, ya estudiadas a nivel de Anteproyecto. Es decir, sobre la forma en que progresará la cobertura de la demanda.-

Durante la confección del Anteproyecto, el Estudio INHAR determinó, en octubre de 1986, en 19.000 habitantes la población estable conectada. Teniendo en cuenta que el censo del año anterior había arrojado una población estable de 61.210 habitantes, puede asignarse al año 1985 una cobertura del 30%.-

Este grado de cobertura podría llegar al 40% en el año 1995, y a partir de esa fecha, cabe esperar que se pongan en marcha las obras de infraestructura (colectores principales) --

para cubrir las necesidades insatisfechas hasta llegar al -- 70% en forma más o menos rápida (en 10 años, al 2005).-

Estas hipótesis de trabajo se vuelcan en la columna (4) del Cuadro N° 1, cuyas columnas 1, 2, 3, y 5 son extractos del estudio para la "Provisión y Distribución de Agua Potable" -- ya comentado e ilustrado en el Anexo 1.-

Para la progresión de la carga orgánica también se hace necesario la adopción de una hipótesis de trabajo, la que consistió en partir del tradicional 54 gr/h x día de DBO₅ para el año 1990, hasta llegar a 60 gr/hxdía en el 2020.-

Con todos estos datos de entrada, se consiguen en el Cuadro N° 1, la progresión de las cargas hidráulicas y orgánicas. -- Para las primeras, cabe repetir la metodología aplicada en el apartado anterior, y las segundas, son sencillamente el producto de la población total por la carga orgánica per cápita.-

1.3.2.- Capacidad Hidráulica de la Cloaca Máxima Existente

Se estimó interesante, a los efectos de prever la gestión correspondiente a la construcción de la segunda cloaca máxima, acotar los límites de utilización de la cloaca máxima existente de ø 900 mm., entre bocas de registro 12 y 45.-

Veamos primero el máximo caudal que puede conducir en condiciones de funcionamiento normal, esto es con la pendiente -- del intradós. Entre las bocas 12 y 45 se contabiliza:

$$j = \frac{769,29 - 766,57}{3,632} = 0,000749$$

Aplicando Prandtl-Colebrook para $K = 1,00$ mm. y $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ m²/seg. (que corresponde para líquidos cloacales a -- 10°C), en conductos circulares rectos sin acometidas laterales, se obtiene:

$$Q = 1.830 \text{ m}^3/\text{h} = 44.000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$v = 0,80 \text{ m/seg.}$$

Cabe no obstante investigar también el caudal de pico que podría ser absorbidos en condiciones de sobrecargas tolerables es decir, a bajas presiones. El caso se presta porque la ca-

ñería corre por la terraza baja, de manera que los usuarios, que están todos muy por sobre la cota de retiro del lago, de finida por Agua y Energía en 771,00, no serían perturbados.-

Para lograr esas condiciones de sobrecarga moderada sería me nester sellar algunas bocas de registro y ventilar otras, en tanto que los sobrecaudales de infiltración de aguas de lluvia bien podrían ser derivados al arroyo Nireco organizando un desborde en la boca de registro 16 ó 17, por ejemplo, a cota 769,60 m. superior a la cota máxima de las aguas (769,00 m.). Con este recurso se lograría, a los efectos de prolon gar la utilización de la cloca máxima de ϕ 900 mm. como cañe ría única:

$$j = \frac{769,60 - 766,62}{3.632 - 510,67} = 0,0009547$$

$$Q_{\text{pico}} = 0,57 \text{ m}^3/\text{seg.} = 2.052 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = 0,90 \text{ m/seg.}$$

Las bocas a sellar serían las N° 7, 9, 13, 14 y 16 en tanto que la boca 8 debería ser sellada y ventilada.-

Con el desborde controlado de los caudales de lluvia en el arroyo Nireco no solo se logra mejor utilización de la cañe ría ϕ 900 mm., sino también de la estación de bombeo existen te. No sería de temer una exagerada septización de los líqui dos, ya que en esas condiciones extremas e intermitentes de funcionamiento la velocidad es también grande y los tiempos de retención no superan la hora.-

1.3.3.- Programación

Con el nuevo tamaño adoptado para el proyecto (170.000 hab.) que implica una reducción al 70% de lo propuesto en el Anteproyecto Preliminar, y a la luz del último censo (61.210 habitantes estables) parece lógico una partición en dos etapas de 85.000 habitantes cada una, lo que además posibilita un muy buen aprovechamiento del predio reservado para la planta depuradora cloacal, incluyendo el tratamiento de los barros.

Al Cuadro N° 1 ya comentado se agrega ahora la capacidad hidráulica y de depuración del primer módulo y de la planta de puradora cloacal completa, y también la capacidad de trans--

porte de la cañería ϕ 900 mm. existente. Las conclusiones --
son las siguientes:

- De no ejecutarse la segunda cloaca máxima, a partir del --
año 2000 probablemente comience a funcionar el desborde --
del arroyo Ñireco en tiempo lluvioso.-
- Con esa salvedad, el tamaño de un módulo de 85.000 habitantes
estará equilibrado con la capacidad de la cloaca máxi--
ma ϕ 900 mm. y no será necesario ampliar la Estación de --
Bombeo existente, hasta tanto se encare el 2º módulo y la
segunda cloaca máxima.-
- De acuerdo con las hipótesis de trabajo formuladas, tanto
por carga hidráulica como por carga orgánica, el primer mó--
dulo podrá satisfacer la demanda hasta el año 2004.-

C U A D R O N° 1

Año	Población Estable	Población Flotante	Cobertura Servicio Cloacal	Dotación de Cálculo de Agua Potable	Carga Orgánica Per Cápita	Q Estacional	Q Máximo		Carga Orgánica
	Hab.	Hab.	%	l/hab/día	grDBO ₅ /h/d	m ³ /día	En T.Seco	En T.Húmedo	
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1970	29.414								
1980	51.268								
1985	61.210		30						
1990	72.384	24.668	35	290	54	11.800	740	1.070	1.843
1995	84.356	27.745	40	295	55	15.800	990	1.430	2.466
2000	97.700	30.824	55	300	56	25.400	1.590	2.300#	3.958
2004	106.920	32.020	67	304	56,8	33.970	2.120	3.078#	5.287
2005	109.358	33.902	70	305	57	36.680	2.300	3.300	5.716
2010	122.406	36.980	80	310	58	47.440	2.960	4.300	7.395
2015	134.683	40.058	85	315	59	56.200	3.500	5.100	8.763
2020	148.191	43.137	90	320	60	66.200	4.140	6.000	10.331
Tamaño un módulo 85.000 hab.equiv. y cloaca máxima existente.....						33.100	2.070	2.070	5.100
Tamaño dos módulos y dos cloacas máximas.....						66.200	4.140	6.000	10.200

(2) Hasta 1985, de C.N..A Partir de 1990 del Est. R.Noya y Asociados

(3) y (5) Del Est. R. Noya y Asociados

(4) y (6) Hipótesis de trabajo adoptadas

(7) Ejemplo: $(72834 \times 0,833 + 0,69 \times 24668) 0,35 \times 0,290 \times 1,5 = 11832 \text{ m}^3/\text{día}$

(8): $(7) \times 1,5/24$

(9): $(8) \times 1,45$

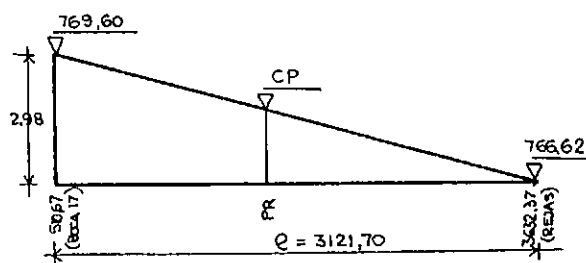
(10): $[(2) + (3)] \times (4)/100 \times (6)/1000$

: Hay desborde en el Arroyo Nireco

C U A D R O N^o 2

PERFIL HIDRAULICO DE LA CLOACA MAXIMA Ø 900 mm. EXISTENTE A PARTIR DEL DESBORDE CONTROLADO A EJECUTAR EN EL ARROYO NIRECO

Boca N ^o	Progresiva	Cota Terreno	Cota Piezométrica
17	510,67	769,50	769,60
18	528,67	770,00	769,58
19	567,67	769,89	769,55
20	579,67	769,60	769,53
21	599,67	769,60	769,52
22	626,67	770,00	769,49
23	690,67	770,15	769,43
24	757,87	770,20	769,36
25	927,87	770,36	769,20
26	1.047,87	770,90	769,09
27	1.172,87	769,60	768,97
28	1.223,37	769,65	768,92
29	1.333,37	769,50	768,81
30	1.463,37	769,50	768,69
31	1.603,37	770,00	768,56
32	1.793,37	769,60	768,38
33	1.913,37	770,00	768,26
34	2.108,37	770,00	768,07
35	2.248,37	769,30	767,94
36	2.368,37	769,50	767,83
37	2.460,37	769,50	767,74
38	2.560,37	770,00	767,64
39	2.710,37	768,60	767,50
40	2.962,37	770,00	767,26
41	3.082,37	769,93	767,15
42	3.172,37	769,90	767,06
43	3.282,37	768,70	766,95
Rejas	3.632,37		766,62



PR = Progresiva

CP = Cota Piezométrica

$$CP = 769,60 - \frac{2,98}{3.121,70} (PR - 510,67)$$

O B S E R V A C I O N

Las subalternativas a desarrollar en el informe correspondiente a desarenadores deben ser dimensionados, analizados y comparados mediante evaluación económica.

En la adopción de las bombas se debería considerar el funcionamiento de las mismas en paralelo con sus características y la curva de funcionamiento de la cañería (con la consideración de todas las pérdidas localizadas).-

Sumado a lo anterior, el cálculo del volumen del Pozo de Bombeo debe ser desarrollado en forma explícita y se deberá reconsiderar la adopción de 3 arranques por hora para el caudal más desfavorable ya que los proveedores consideran que las bombas pueden tener de 10 a 15 arranques por hora.-

R E S P U E S T A

Se desarrollan a continuación las subalternativas que giran alrededor de la organización y partición en etapas del pretratamiento y elevación. Asimismo, quedan aclaradas las observaciones realizadas al Item 3.3 sobre velocidad de asentamiento y secciones vertical y horizontal de los canales. También se ha tenido en cuenta la cota de retiro aconsejada por Agua y Energía Eléctrica.-

2.- PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

2.1.- Consideraciones Generales

Las obras de pretratamiento (de antes y después de la estación elevadora) están gobernadas por los caudales de llegada (es decir, por la existencia de una cañería de ϕ 900 mm. y la de una futura de ϕ 1.200 mm.).-

Por otra parte, hay razones para realizar el desareno antes del bombeo, y otras que aconsejan a realizarlo después del bombeo.-

La primera de esas soluciones es la más consensuada, ya que resultan protegidas las bombas.-

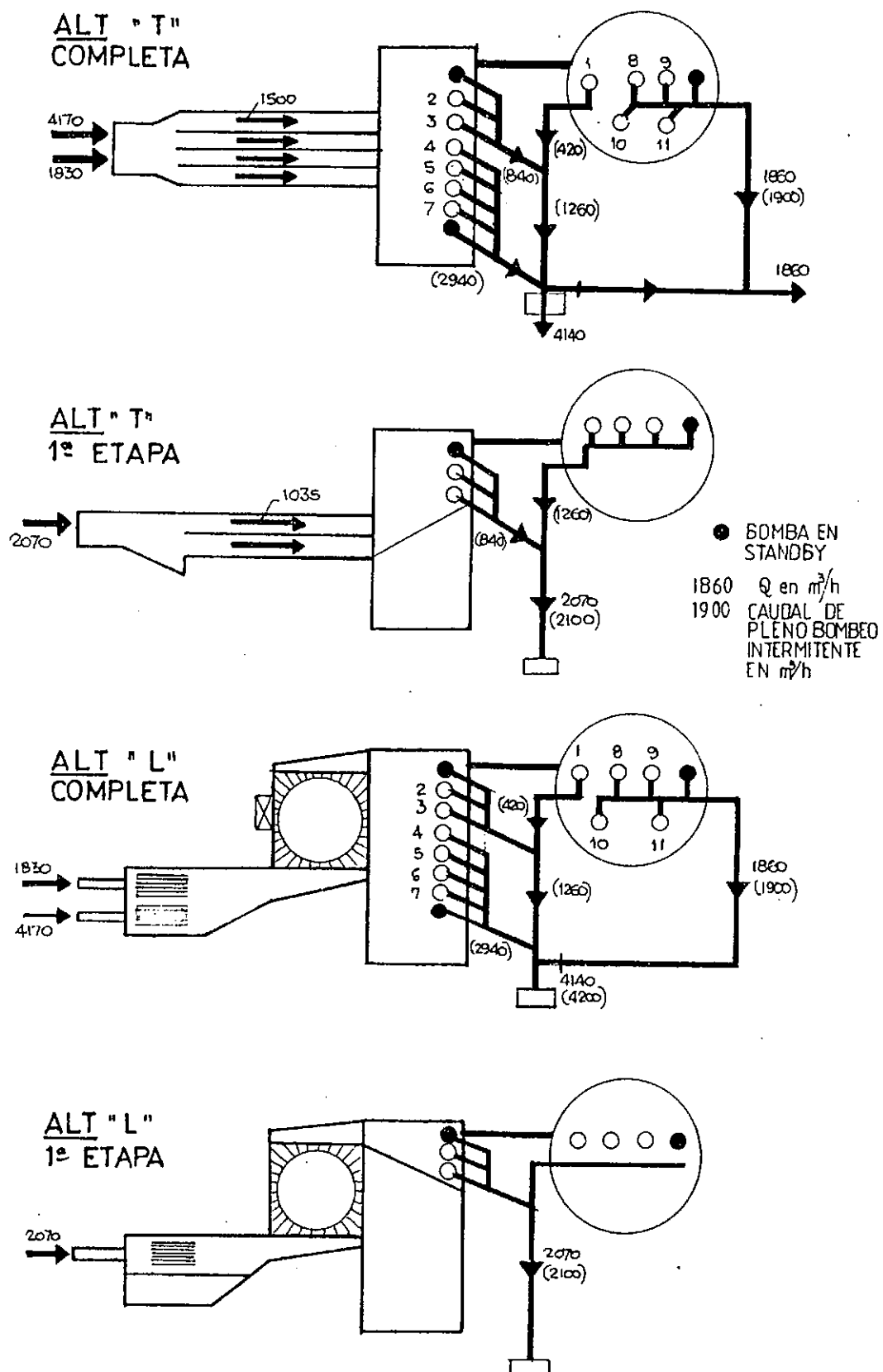
A favor de el desarenado posterior, está el menor costo estructural y el aparataje más simple para la extracción y selección de la arena.-

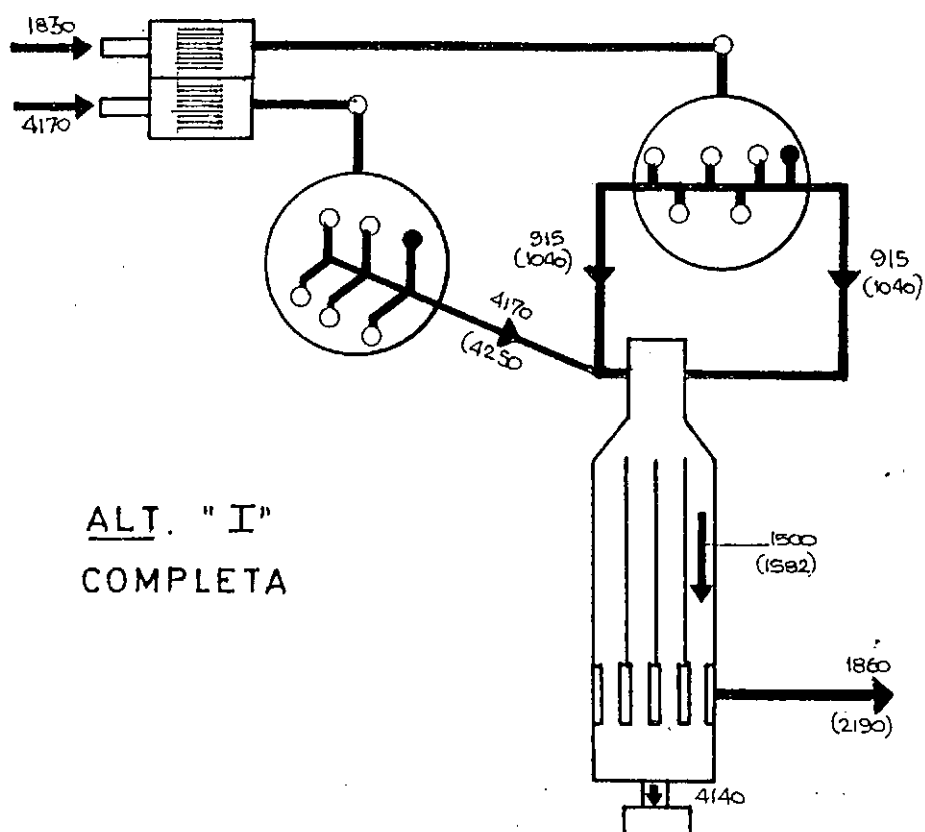
"Las ventajas de la localización de la cámara de arena a la cabecera de los equipos mecánicos es obvia, y en el pasado, el "tratamiento preliminar" ha sido generalmente instalado con el orden reja gruesa-cámara de arena-reja fina o dilatación-equipos de bombeo. También se han aconsejado las rejas finas antes de la cámara de arena para mayor protección de los equipos de extracción de arena, una tendencia de los últimos años. Una variante frecuentemente encontrada prevé solo una reja gruesa como protección del equipo de bombeo, con cámaras de arena y rejas finas o comminutors a continuación de las bombas. Este diseño es a menudo adoptado donde los desagües entrantes están a tal profundidad que hacen a la localización de la cámara de arena aguas arriba del bombeo indeseable desde el punto de vista de la economía, acceso y dificultades de elevación de arena". (*)

(*) ASCE - Manuals and Reports on Engineering Practice - N° 3 (WPCF Manual of Practice N° 8) NY 1977.

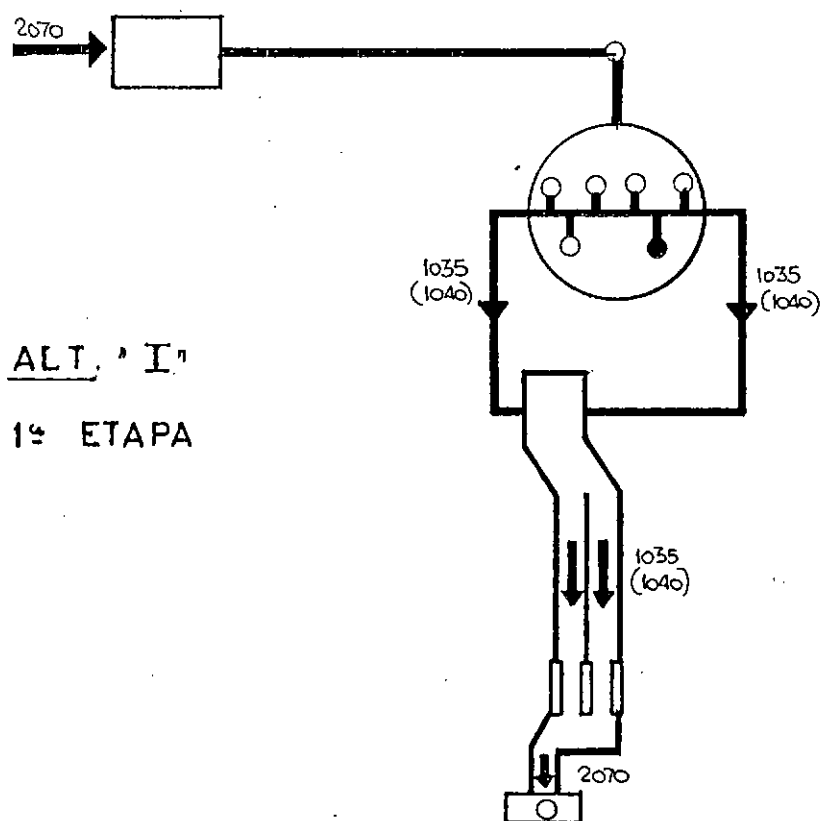
2.2.- Diseños Alternativos

Se trabajará sobre las siguientes alternativas, cuyo dimensionado se justifica en el Item 2.3

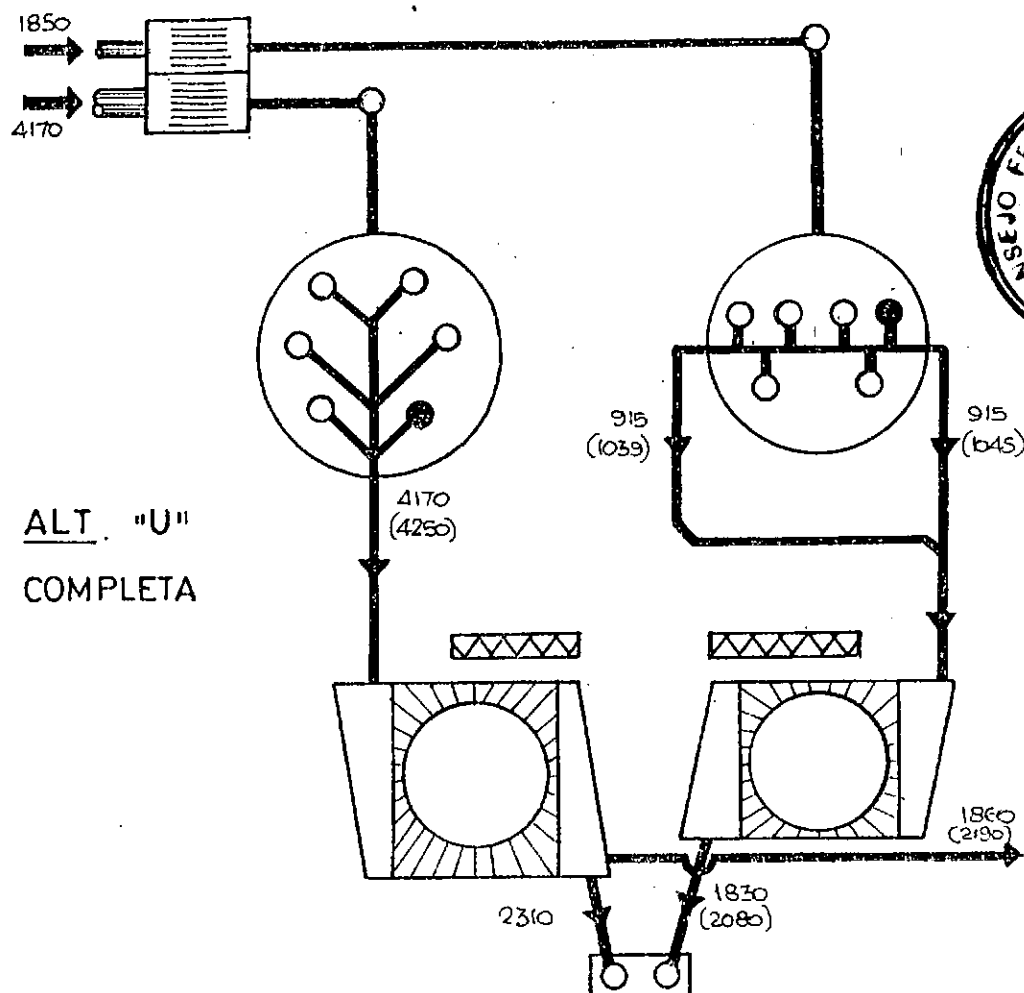




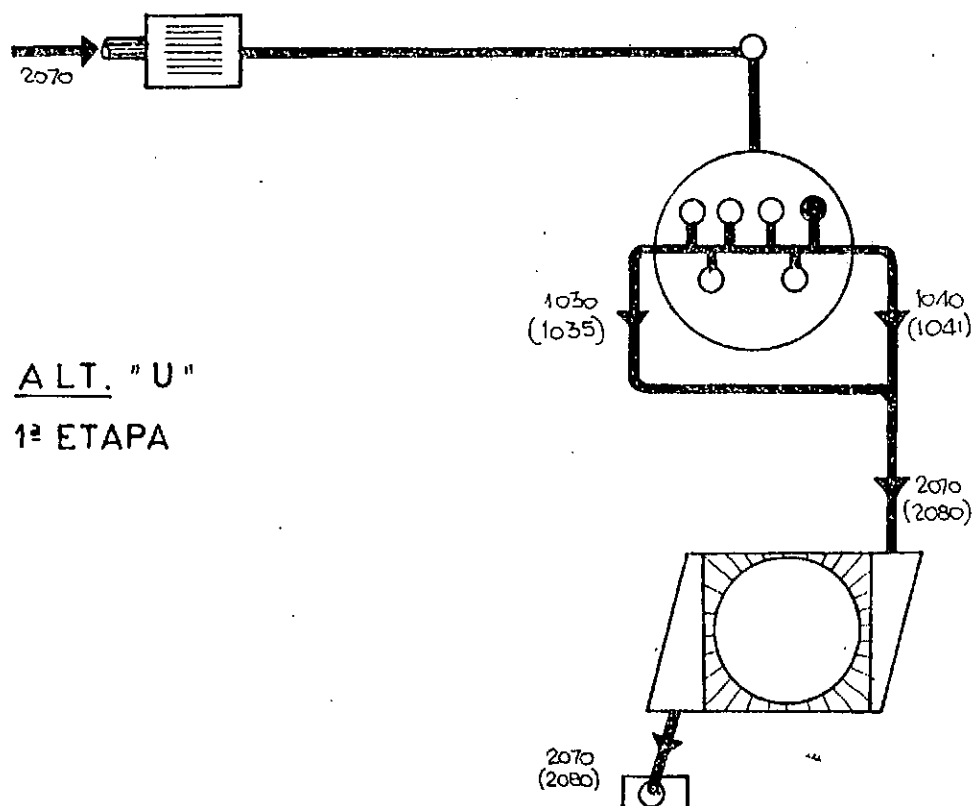
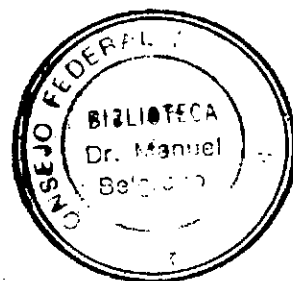
ALT. "I"
COMPLETA



ALT. "I"
1ª ETAPA



ALT. "U"
COMPLETA



ALT. "U"
1ª ETAPA

2.3.- Diseño de Rejas

Habiendo prescindido de desbaste doble (reja gruesa-reja fina) se opta por una abertura intermedia: $3/4"$ con planchuelas de $3/8"$. Entonces el rendimiento superficial pasa a ser:

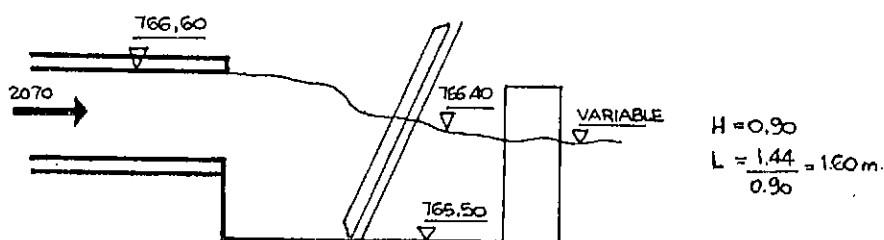
$$\frac{\text{Superf. Neta}}{\text{Superf. Bruta}} = \frac{3/4"}{3/4" + 3/8"} = 0,666$$

y llevando la velocidad de pasaje a 0,6 m/seg. resulta:

a) Sobre la cañería ϕ 900 (alternativas L, I y U)

$$A = \frac{2.070 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 1,44 \text{ m}^2.$$

La altura útil surge de considerar la altura del caño (ϕ 900 mm.), menos la pérdida de carga máxima adoptada (20 cm.), más una cierta revancha (20 cm.). Entonces:



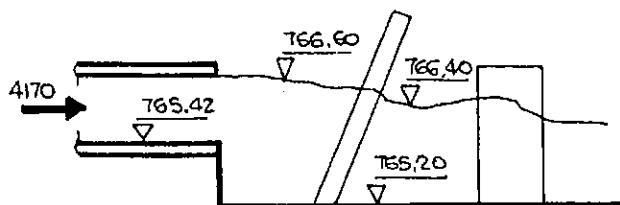
Dada su construcción aislada y por motivos de arquitectura hidráulica, resulta aconsejable la reja de carrera larga accionada por 2 ó 4 cables.-

b) Sobre cañería ϕ 1.200 (alternativas L, I y U). Hemos adoptado para la segunda cloaca máxima idéntico perfil (intradós) que para la primera, y para ésta, el funcionamiento normal que corresponde a su pendiente constructiva, es decir, el pelo de agua a cota intradós ($Q = 1.830 \text{ m}^3/\text{h}$). El caudal complementario hasta llegar a $6.000 \text{ m}^3/\text{h}$ con $j = 0,75 \text{ ‰}$, requiere ϕ 1,20 m. a cota de llegada 766,62. - El área bruta de rejas resulta:

$$A = \frac{4.170 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 2,90 \text{ m}^2.$$

La altura surge de considerar un ϕ , menos la pérdida de carga, más una cierta revancha inferior, o sea:

$$1,20 - 0,20 + 0,20 = 1,20 \text{ m.}$$



entonces el ancho:

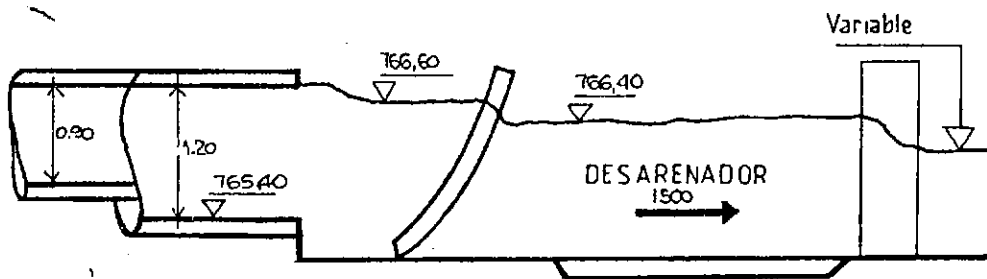
$$L = \frac{2,90}{1,20} = 2,42 \text{ m.}$$

c) Rejas conjuntas Alternativa T.

En esta alternativa (canales desarenadores previos al bombeo) la arquitectura de la obra aconseja realizar la estructura completa para las dos etapas, desde el inicio. - Como ambas cañerías acudirán a la misma cámara, se tratan las rejas en conjunto

$$A = \frac{6.000 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 4,167 \text{ m}^2.$$

Dada la generosidad del espacio disponible en esta alternativa, se ha optado por la reja basculante o giratoria, muy apropiada para canales abiertos, los que, entre otras ventajas, a igual intermitencia de limpieza, presentan menor pérdida de carga. (En este perfil la pérdida de carga debe ser cuidadosamente administrada porque los canales regulados por velocidad, intercalan un ΔH que compromete a la estación de bombeo existente).-



$$L = \frac{4,167}{1,20} = 3,47 = 2 \times 1,75 \text{ m.}$$

Nota: La pérdida de carga de trabajo debería ser, según -- Parker, superior a 6" \approx 15 cm. Fórmulas como las de Kirschmer

$$h = \beta \left(-\frac{W}{b} \right)^{4/3} h_v \operatorname{sen} \theta$$

para apreciar la pérdida teórica, dan valores muy ba jos. Hay que utilizar un criterio práctico que atien da la situación de reja semi-obstruída.

2.4.- Desarenadores

La necesidad de proceder a interceptar los sólidos inorgánicos particulados previo al tratamiento es un criterio generalizado. Si los sólidos pesados tuvieran franca presencia en el reactor, en ciertas zonas (recodos) se formarían depósitos que, aparte de quitar volumen útil, crearían zonas anóxicas inconvenientes para el proceso.-

Como surge del Item 2.2, se han investigado entre otros, desarenadores de dos tipos:

- A canales regulados hidráulicamente con velocidad de corte prefijadas.-
- Cuadrados, sin regulación, con selección aparte y retorno de sólidos orgánicos.-

a) Desarenadores a Canales

En este caso estarán implementados con barredores longitudinales con bombas de succión sobre puente rolante. La sección recta será parabólica y la garganta de control de ancho constante. Con este arreglo se consigue velocidad horizontal (o de corte) constante para cualquier caudal de ingreso.-

Requiere que el nivel máximo aguas abajo no ahogue a la garganta de control.-

El proceso de cálculo es:

- Adopción de la velocidad horizontal.
- Cálculo de la sección recta a caudal máximo.
- Adopción del tamaño de la partícula que se quiere interceptar.
- Cálculo o selección de la velocidad de asentamiento.
- Cálculo del área horizontal con caudal superficial ---- igual a la velocidad de asentamiento.
- Diseño.

Del Item 2.2 surge que el caudal de diseño (incluye lluvia) es de $4 \times 1.500 \text{ m}^3/\text{h} = 6.000 \text{ m}^3/\text{h}$. En la alternativa I este caudal aparece levemente incrementado por la inevitable intermitencia en el bombeo. Además, en esta alternativa se agrega un vertedero derivador del sobreflujo en -

tiempo lluvioso. De esta manera, también las aguas de llu
via, que no pasan por la planta, serían desbastadas, desau
renadas y cloradas antes de su vuelco.-

Velocidad horizontal = 0,30 m/seg.

$$\text{Sección recta} = \frac{1.500}{3.600 \times 0,30} = 1,3892 \text{ m}^2.$$

Tamaño de la partícula mínima en tiempo lluvioso = 0,3 mm.

Velocidad de asentamiento = 108 m/h (MTAD, 119)

$$\text{Area horizontal} = \frac{1.500}{108} = 13,89 \text{ m}^2.$$

Diseño:

$$\text{Superficie parábola} = \frac{2}{3} b \times f = 1,39 \text{ m}^2.$$

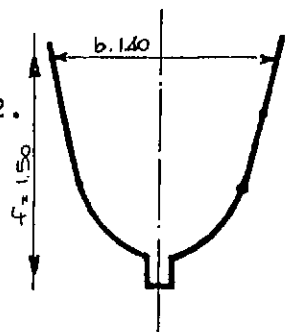
$$\rightarrow b = 1,40 \text{ (adoptado)}$$

$$f = 1,39 \times \frac{3}{2} \times \frac{1}{1,40} = 1,50$$

$$\text{Superficie horizontal} = b \times l = 13,89 \text{ m}^2$$

$$b = 1,40$$

$$l = \frac{13,89}{1,40} = 9,92$$



Esta longitud se incrementa en un 10% para tener en cuenta las turbulencias de la entrada.-

El ancho de la garganta de control se calcula a partir de la velocidad crítica (ver ME 1977, p.460)

$$V_c = \sqrt{2g \left(\frac{f}{3,1} + \frac{H_v}{v} \right)}$$

$$H_v = \text{altura de velocidad} = \frac{0,30^2}{2 \times 9,81} = 0,005 \text{ m.}$$

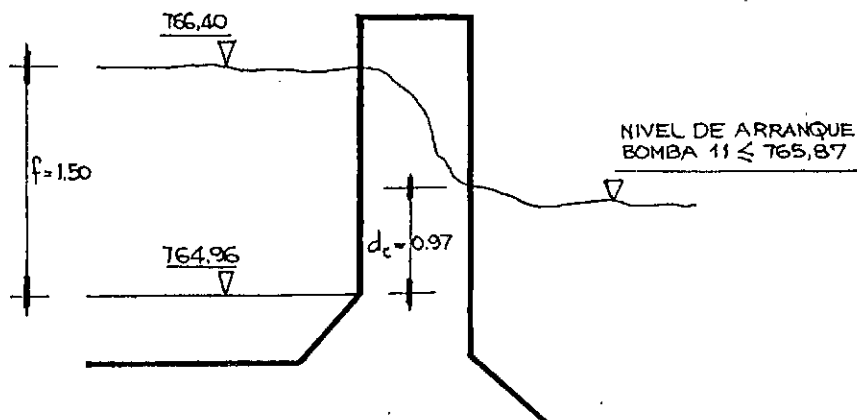
$$V_c = \sqrt{2 \times 9,81 \left(\frac{1,5}{3,1} + \frac{0,005}{v} \right)} = 3,085 \text{ m/seg.}$$

el tirante en la garganta resulta:

$$d_c = 2 \times \frac{v^2}{2g} = 2 \times \frac{3,085^2}{2 \times 9,81} = 0,97 \text{ m.}$$

y con caudal de 1.500 m³/h = 0,4166 m³/seg. resulta un an
cho w:

$$w = \frac{0,4166}{3.600 \times 0,97} = 0,139 \text{ m.}$$



En la alternativa I, debido a la intermitencia de la bomba el caudal es algo mayor y consecuentemente también la altura en el canal:

$$A = \frac{1.582 \text{ m}^3/\text{h}}{0.3 \times 3.600} = 1.46 \text{ m}^2, + f = 1.545; b = 1.42 \text{ m.}$$

y la garganta más chica, porque debe dejar pasar solo --- $4.140/4 = 1.035 \text{ m}^3/\text{h}$. La diferencia entre 1.582 y 1.035 - debe ser derivada a by pass. Entonces, repitiendo:

$$V_c = \sqrt{2 \times 9.81 \frac{1.546}{3.1} + 0.005} = 3.133 \text{ m/seg.}$$

$$d_c = 2 \frac{V_c^2}{9.81} = \frac{3.133^2}{9.81} = 1.00 \text{ m.}$$

$$w = \frac{1.035}{3.600 \times 3.133 \times 1} = 0.092 \text{ m.}$$

Antes de estas secciones de control que dejan pasar solo $4 \times 1.035 = 4.140 \text{ m}^3/\text{h}$ deben intercalarse los vertederos derivadores de la diferencia $1.582 - 1.035 = 547 \text{ m}^3/\text{h}$ por cada canal. Acotando la lámina vertiente en 7 cm., se obtiene por metro de longitud de vertedero (ver Imhoff p.8 ó E+H-R).

$$\bar{Q} \text{ (m}^3/\text{seg)} = \frac{2}{3} 0.64 h \sqrt{2g h}, \quad h = 0.07; g = 9.81$$

$$\bar{Q} = 0.0344 \text{ m}^3/\text{seg.} = 124 \text{ m}^3/\text{h.}$$

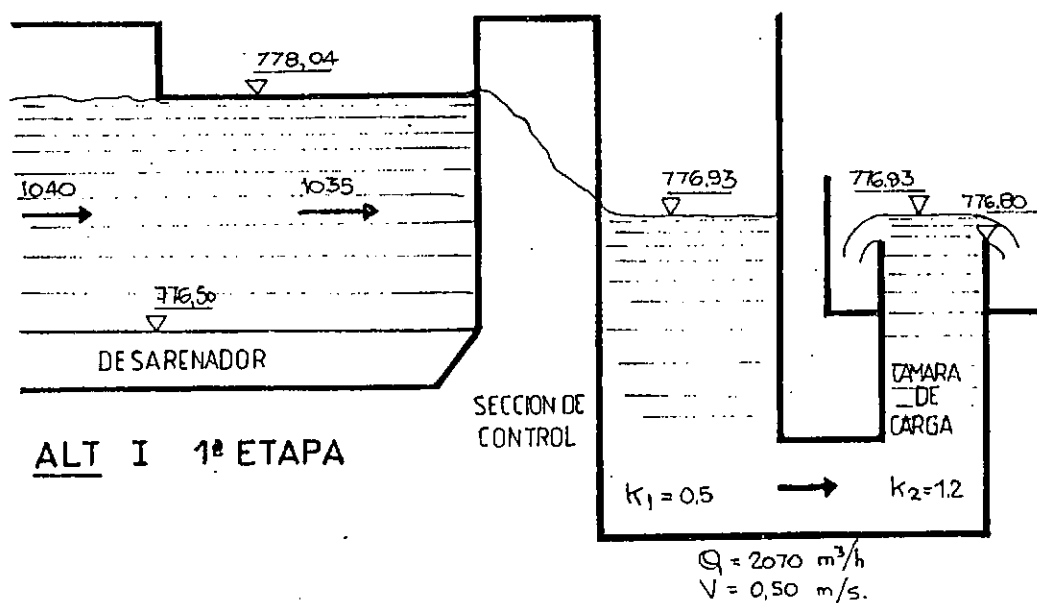
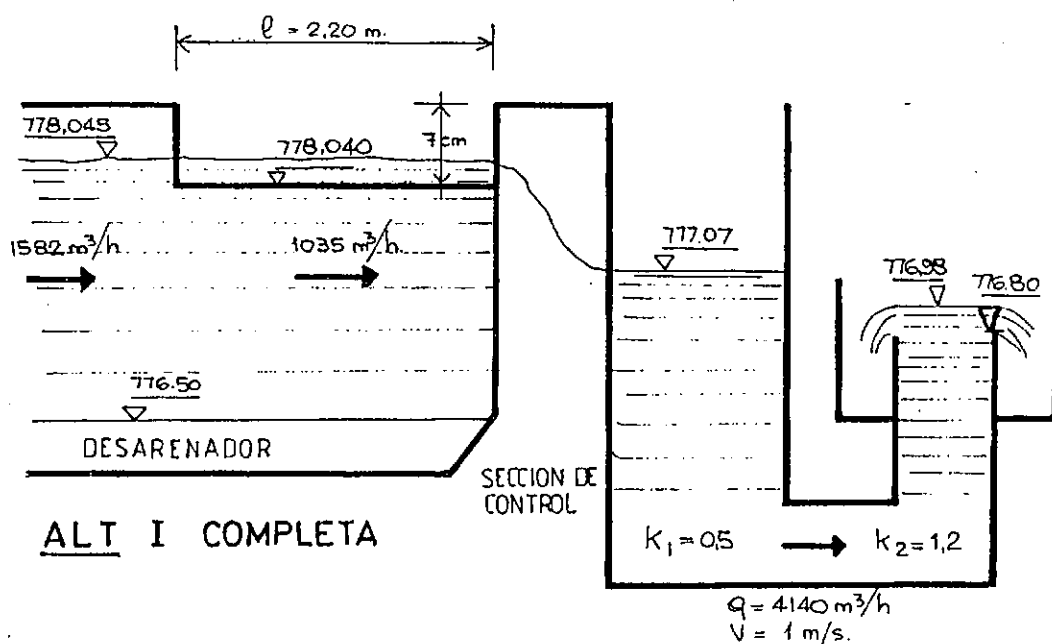
Entonces la longitud de vertedero por canal será de:

$$1 = \frac{Q}{Q} = \frac{1.582 - 1.035}{124} = 4,41 \text{ m.}$$

que se consigue con dos láminas vertientes de 2,20 m. por canal desarenador. La posición en altura se determina a partir de la cota en la Cámara N° 1 (776,98 para 4.140 m³/h) a la que hay que adicionar una pequeña pérdida del conducto entre esa cámara y el desarenador:

$$\Delta H = (K_1 + K_2) \frac{V^2}{2g} = 1,7 - \frac{1^2}{2 \times 9,81} = 0,09$$

$$+ 776,98 + 0,09 = 777,07$$



b) Desarenadores Cuadrados

El diseño de estos desarenadores utilizados en las alternativas "L" y "U" están normalizado. Sus dimensiones básicas pueden verse en ME (ver también Anexo). Su principal característica es la de no ser regulados (a $Q < Q_{\text{máx.}}$ intercepta materia orgánica). Requiere entonces un selector o clasificador de arena independiente que hace retornar al pozo el material orgánico.-

Cuando la altura a la que hay que elevar la arena no es grande, esa función es confiada al propio tornillo selector, como en la alternativa "U". De lo contrario, la elevación se hace con bomba arenera y la selección con un lavador tipo SW (ver Anexo).-

En la alternativa "L" se coloca a continuación de una reja de cuatro cabos y debe absorber un caudal de agua de 6.000 m³/h en el futuro. Verificando el tamaño 9 x 9 con $H = 0,90$ (ver M y E p.355) se tiene velocidad horizontal

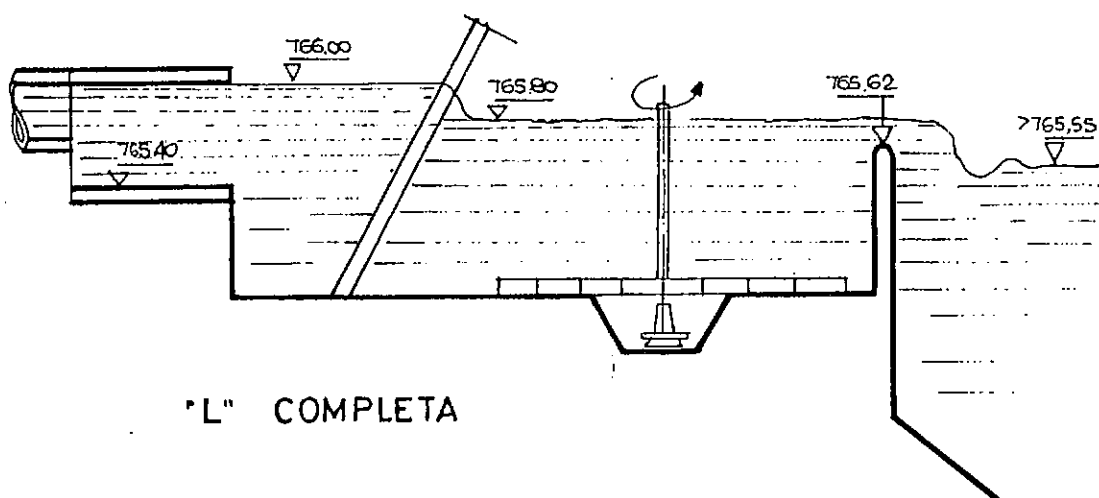
$$v_H = \frac{6.000}{3.600 \times (9 \times 0,90)} = 0,30 \text{ m/seg.}$$

y una carga superficial o velocidad de asentamiento de la partícula crítica de

$$v_v = \frac{6.000}{3.600 \times 9^2} = 0,02 \text{ m/seg.}$$

Chequeando estos valores en la tabla del MTAD (p.119) se determina que el diámetro de la menor partícula interceptada será entre 0,2 y 0,3 mm., siendo la velocidad de arrastre menor que la crítica para esos valores. En el cuadro de M y E se establece que hasta un caudal de 1,58 m³/h (prácticamente los 6.000 m³/h) la eficiencia llega a 0,21 mm..-

El nivel del vertedero puede estar trabado con la carrera en el caño ϕ 1,20 ya que cuando éste funciona nunca se tendrá caudal nulo. Por otra parte, luego del vertedero las aguas deben quedar no más bajas que la altura de arranque de la última bomba. Se obtiene:



"L" COMPLETA

Para una lámina vertiente de 0,18 m. el caudal unitario \bar{Q} resulta 0,183 m³/seg.. Es decir que con 9 metros de frente se consiguen los 6.000 m³/hora.-

$$0,183 \times 9 \times 3.600 = 5.929,20 \text{ m}^3/\text{h}.$$

En la alternativa "U" son menesteres dos desarenadores -- cuadrados: uno en la primer etapa de 6 x 6 y H = 0,60 m. para un caudal pico de 2.080 m³/h y otro para la futura cañería ϕ 1,20 de 7,50 x 7,50 y H = 0,75 para 4.250 m³/h.

Comenzando con el primero resulta:

$$\left. \begin{aligned} v_H &= \frac{2.080 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 6 \times 0,60} = 0,16 \text{ m/seg.} \\ q_{\text{sup.}} = v_v &= \frac{2.080}{3.600 \times 6^2} = 0,16 \text{ m/seg.} = 57,6 \text{ m/h} \end{aligned} \right\} \phi 0,2 \text{ mm.}$$

y para el segundo:

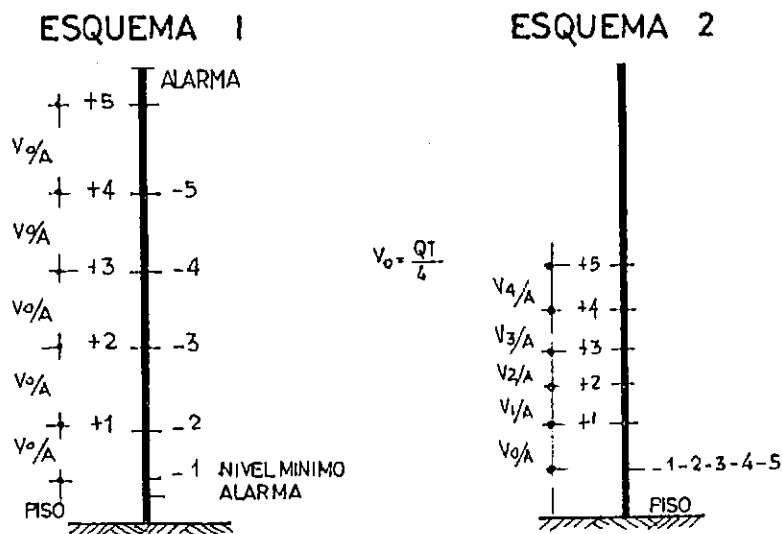
$$\left. \begin{aligned} v_H &= \frac{4.250 \text{ m}^3/\text{h}}{3.600 \times 7,50 \times 0,75} = 0,21 \text{ m/seg.} \\ q_{\text{sup.}} = v_v &= \frac{4.250}{3.600 \times 7,50^2} = 0,021 \text{ m/seg.} = 75,6 \text{ m/h} \end{aligned} \right\} \phi 0,25 \text{ mm.}$$

Este último llevará un dispositivo derivador controlado -- por una sección Venturi.

2.5.- Estaciones de Bombeo

Tanto las alternativas "T" y "L" como las "I" y "U" contemplan la utilización de la Estación de Bombeo existente. Hay pues mucho interés en aprovechar al máximo su capacidad.-

Hay tres esquemas típicos de trabajo:



+ Arranque

- Parada

El esquema 1 proporciona una curva menos variable para cualquier caudal pero requiere volúmenes grandes de pozo. El esquema 2 es más económico en volumen pero todas las bombas en marcha quedan involucradas en el ciclo.-

Para que la rotación de los niveles y las bombas sea posible y para facilitar el stock de repuestos y bombas de reserva es preferible que todas las bombas de una misma estación sean en lo posible iguales. Si ese fuera el caso, el volumen V_0 se calcula con:

$$V_0 = -\frac{QT}{4} \quad (\text{MyE 1977, p.218})$$

siendo "Q" el caudal de cada bomba y "T" el tiempo mínimo de ciclaje permisible.-

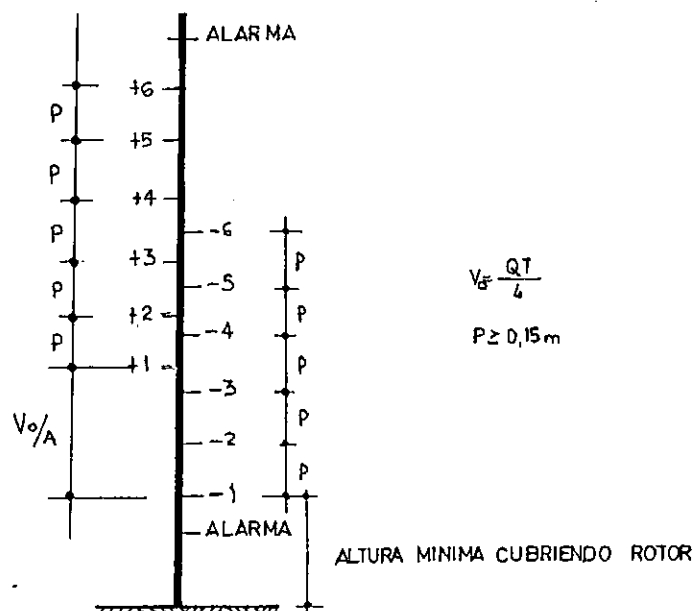
Para calcular V_1 , V_2 , V_3 y V_4 (etc.) se utiliza la expresión:

$$V_i = K_i Q T$$

$$V = \sum_{i=0}^{n-1} V_i$$

i	0	1	2	3	4
K	0,25	0,098	0,067	0,051	0,042

Finalmente no se adoptan ninguno de estos esquemas, sino el siguiente, que es el aconsejado por M y E (ver MyE 1977 p. - 223)



Con este esquema se logra tanto economía de volúmen como --- suavidad en la curva de caudales.-

Otra condición a cumplir es la aptitud del pozo para alojar el número de bombas necesario sin que entre ellas se produzcan fenómenos de interferencia ni vórtice. Para ello existen algunas prescripciones o reglas, pero dado que la estación existente se verá sin dudas bastante exigida, se propone un esquema básico para cotizar y un estudio sobre modelo físico a cargo del contratista para verificar o corregir el diseño básico utilizando baffles interiores.-

2.5.1.- Estación de Bombeo Existente

Esta estación es utilizada como único pozo de bombeo durante la primer etapa de las alternativas "I" y "U".-

En ambos casos deberá atender un caudal máximo de ingreso de 2.070 m³/h y algo mayor (2.080 ó 2.100) de egreso, ya que -- nunca es posible encontrar un impulsor que iguale exactamente sin ciclar. La altura de bombeo de la alternativa "I" es de 13 a 14 m. según la carrera del pozo y para la alternativa "U" algo menor (12,50 a 13,50). Se intentará resolver el problema de dos maneras: a) con bombas 3.300 y b) con bombas 3.200.-

a) Con bombas 3.300

Con este tipo de bombas se podrían disponer 4 bombas activas y dos en stand by. El punto de funcionamiento sería entonces:

$$Q = \frac{2.080}{4} = 520 \text{ m}^3/\text{h} = 8.867 \text{ l/min.} = 144,4 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,50 \text{ m.}$$

que se logra con el impulsor de la curva 636, y bomba tipo MT con motor de 60 Cv y régimen de 970 r.p.m.

En esta bomba el impulsor queda cubierto a una distancia de 0,85 m. del piso.

Para un tiempo de ciclaje $T = 12' = 0,2 \text{ h}$

$$V_o = \frac{Q T}{4} = \frac{520 \times 0,2}{4} = 26 \text{ m}^3.$$

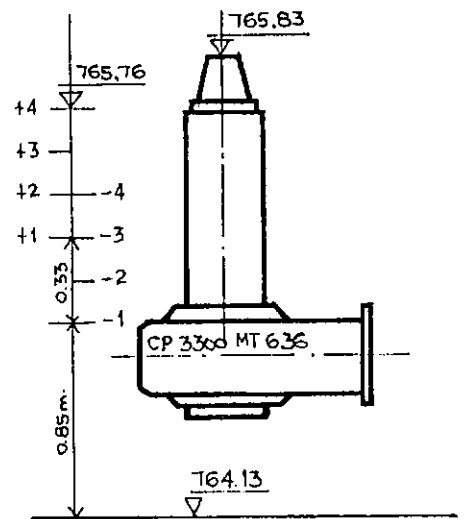
$$\frac{V_o}{A} = \frac{26}{78,54} = 0,33$$

$$3p = 3 \times 0,15 = 0,45$$

El nivel de arranque de la bomba 4 resulta:

$$764,13 + 0,85 + 0,33 + 0,45 = 765,76$$

que es superior al del fondo del caño existente, pero esto es tolerable.



El diámetro de la descarga es de 300 mm. lo cual implica reconstruir la totalidad del múltiple, y, aún así, de no tomar algunos recaudos, el nuevo múltiple con sus válvulas resultaría bastante difícil de ejecutar con inconvenientes de tipo arquitectónico:-

b) Con bombas 3.201 ó 3.200

En este caso sería menester contar con cinco bombas activas, una en stand by y otra en stock, intercambiable. En tonces:

$$Q = \frac{2.080}{5} = 416 \text{ m}^3/\text{h} = 6.933 \text{ l/min.} = 115,55 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,50 \text{ m.}$$

que se puede conseguir con impulsor 635 de dos vanos de - 102 x 84 mm., en bomba tipo MT con motor de 30 Cv a 965 - r.p.m.. El impulsor queda sumergido a 0,38 m. del nivel - del piso. Entonces:

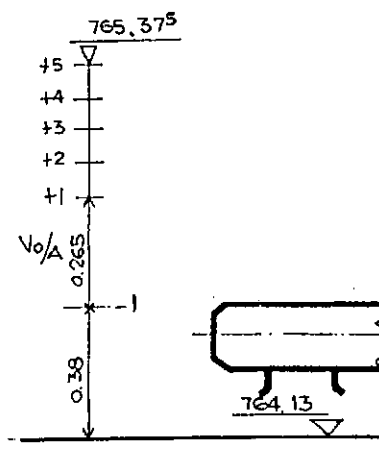
$$V_o = \frac{QT}{4} = \frac{416 \times 0,2}{4} = 20,8 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_o}{A} = \frac{20,8}{78,54} = 0,265 \text{ m.}$$

$$4 p = 4 \times 0,15 = 0,60$$

El nivel de arranque de la quinta bomba resulta:

$$764,13 + 0,38 + 0,265 + 0,60 = 765,37^5$$



Que es inferior en 0,34 m. a la base de la cloaca máxima ϕ 900 mm.. El diámetro de descarga es de 300 mm. lo que - significa reconstruir todo el manifold. Verificando lo -- que sería el ϕ 200 actual se tiene una velocidad:

$$\frac{416/3.600}{\pi \frac{0,2^2}{4}} = 3,67 \text{ m/seg.}$$

excesiva para la válvula de retención.-

RECOMENDACION:

Las bombas 3200 son más adecuadas por su tamaño y peso y también por la hidráulica del pozo. No se obvia la recons-trucción del manifold.-

c) Operación en paralelo

En este rubro se investiga el efecto del múltiple y la ca-nería de impulsión en el punto de funcionamiento de las - bombas, según sea 1 ó 5 las máquinas en marcha.-

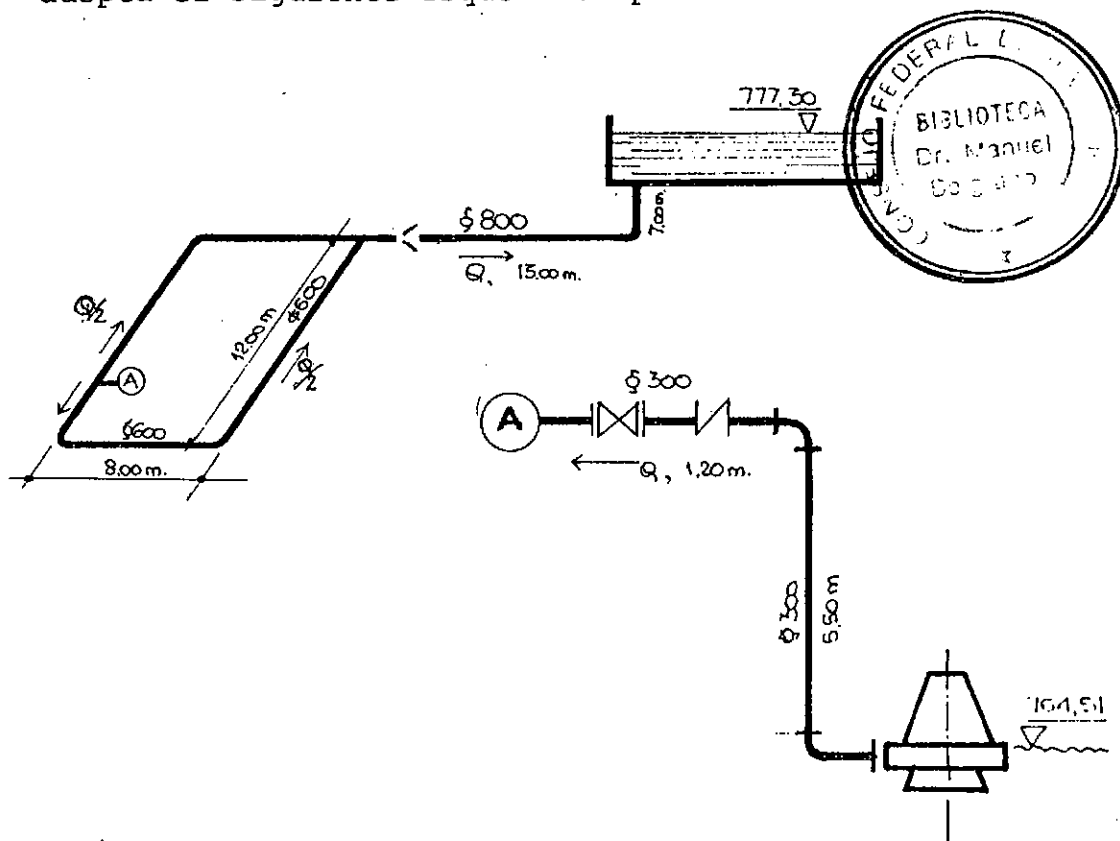
La altura neta de bombeo varía levemente con el caudal y ello podría provocar un corrimiento del punto de funciona-miento digno de consideración.-

Se estudiarán los dos casos extremos que son:

- 1 - Nivel de parada dela bomba 1..... 764,51
- 2 - Nivel de arranque de la bomba 5..... 765,37⁵

CASO 1:

Para no complicar en exceso el método de análisis, se adopta el siguiente esquema simplificado:



Hallaremos por un lado la altura de elevación

$$H_B = H_B(Q)$$

de la bomba con su cañería de elevación, órganos y accesorios.-

Por el otro lado encontraremos la función del sistema:

$$H_S = H_S(Q) = H_T + \Delta H = \text{Altura topográfica} + \text{Pérdidas}$$

Igualando ambas expresiones, se despeja "Q", lo que nos da el punto de funcionamiento.-

Según la curva del fabricante, el rotor 635 pasa por los puntos:

$$(H = 16 \text{ m.}; Q = 73 \text{ l/seg}) \text{ y } (H = 12 \text{ m.}; Q = 140 \text{ l/seg})$$

según una línea recta. Entonces asumimos que:

$$H = 20,358 - 0,01658 Q \text{ (m3/h)}$$

Pérdidas concentradas para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\frac{0,221^2}{2 \times 9,81} (1,1 + 0,33) + \frac{0,393^2}{2 \times 9,81} (0,13) +$$

$$+ \frac{0,196^2}{2 \times 9,81} (0,46 + 2 \times 0,33) = 0,067 \text{ m.}$$

Es decir que la pérdida en el sistema apenas llega a 10 - mm., lo que frente a la altura topográfica (12,79 m.) se hace despreciable. Entonces:

$$H_s = 12,79 \text{ m.}$$

Igualando a H_B :

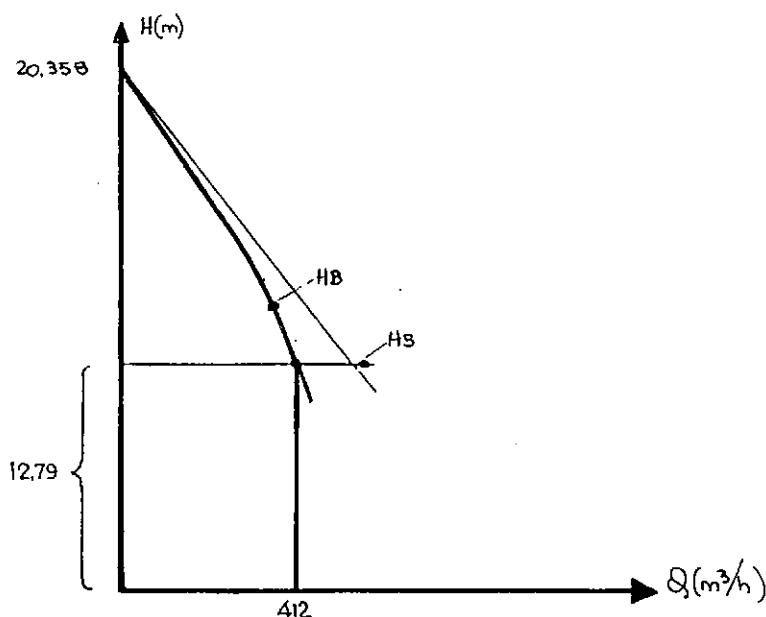
$$20,358 - 0,01658 Q - 4,309 \times 10^{-6} Q^2 = 12,79 \text{ m.}$$

que se cumple para

$$Q = 412 \text{ m}^3/\text{h}$$

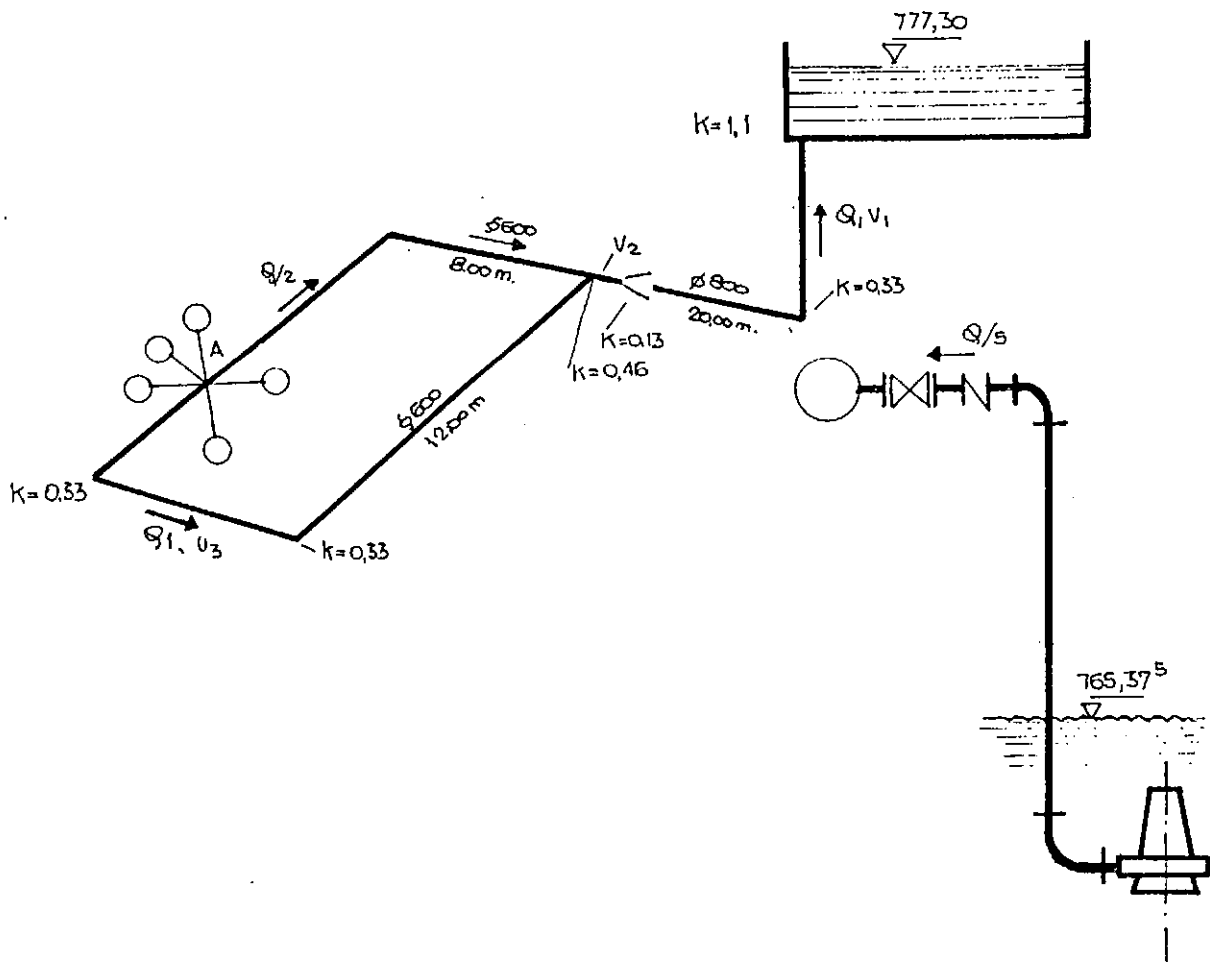
prácticamente igual al que se había previsto como típico (416 m³/h) y considerando que es la peor situación (nivel mínimo en el pozo).

Gráficamente:



CASO 2:

Adoptaremos como esquema simplificado:



La función del grupo bomba-cañería de elevación es la misma que en el Caso 1, solo que ahora al caudal de una bomba lo llamaremos $Q/5$:

$$H_B = 20,358 - 0,01658 \frac{Q}{5} - 4,309 \times 10^{-6} \left(\frac{Q}{5} \right)^2$$

Para la resistencia del sistema calcularemos nuevamente las pérdidas distribuidas y concentradas para $Q = 2.084 \text{ m}^3/\text{h}$ y $Q_1 = 1.035 \text{ m}^3/\text{h}$, considerando luego que las mismas son cuadráticas.

Altura topográfica = $777,30 - 765,37^5 = 11,925$

Pérdida distribuida ($Q = 2.084, Q_1 = 1.035 \text{ m}^3/\text{h}$):

20 m. en ϕ 800 $\rightarrow J^*$	= 0,002088.....	0,04176 m.
20 m. en ϕ 600 $\rightarrow J^*$	= 0,002374.....	0,04749 m.
		0,0892 m.

* Colebrook, $K = 2 \text{ mm.}, 0^\circ \text{ C}$

Pérdidas concentradas

$$V_1 = \frac{2.084}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.8^2}{4}} = 1,151 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = \frac{2.084}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4}} = 2,047 \text{ m/seg.}$$

$$V_3 = \frac{1.035}{3.600 - \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4}} = 1,0207 \text{ m/seg.}$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \times \frac{1.151^2}{9.81} (1,1 + 0,33) + \frac{1}{2} \times \frac{2.047^2}{9.81} (0,13) + \\ & + \frac{1}{2} \times \frac{1.0207^2}{9.81} (0,46 + 2 \times 0,33) = 0,1838 \text{ m.} \end{aligned}$$

En total, entre distribuidas y concentradas pa a $Q = 2.084$, incluso la topográfica:

$$H_s = 11,925 + 6,2859 \times 10^{-8} Q^2$$

Iguando a H_B :

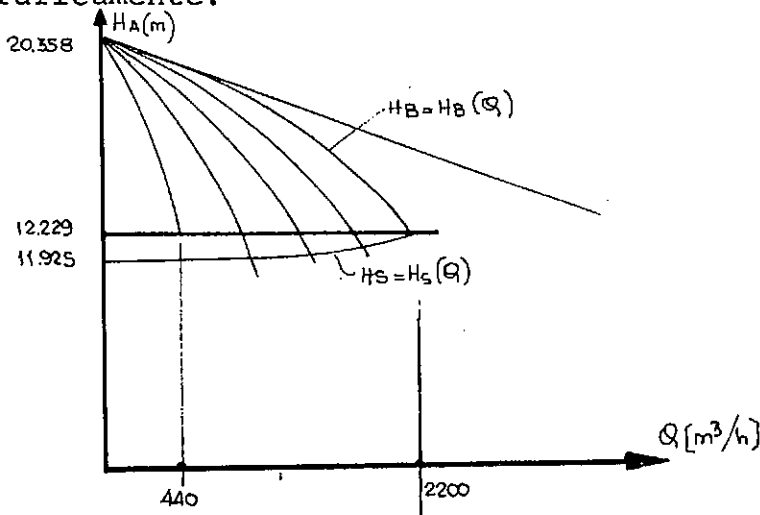
$$20,358 - 0,01658 \frac{Q}{5} - 4,309 \times 10^{-6} \left(-\frac{Q}{5}\right)^2 =$$

$$= 11,925 + 6,2859 \times 10^{-8} Q^2$$

que se cumple para $Q = 2.200 \text{ m}^3/\text{h}$, o sea para una bomba

$$Q = 440 \text{ m}^3/\text{h}$$

Gráficamente:



En suma, con 5 bombas el caudal unitario resulta mayor -- que con una sola bomba, porque no obstante que las resistencias son mayores, la altura del pozo también es mayor y por consiguiente la altura de elevación es menor ----- (11,925 m. contra 12,79 en el Caso 1).-

Si bien los resultados no coinciden exactamente con las -- anteriores hipótesis de trabajo ($Q = 2.084 \text{ m}^3/\text{h}$ contra -- $Q_{\text{hallado}} = 2.200 \text{ m}^3/\text{h}$) se considera a la diferencia un saludable margen de seguridad, ya que nunca es posible garantizar un determinado punto de funcionamiento de una -- bomba con su impulsor.-

2.5.2.- Estación de Bombeo Futura

En las alternativas "I" y "U" se incorpora una estación de -- bombas de diseño circular y más grande que la existente. En ambos casos, la nueva estación debe estar preparada para recibir $4.170 \text{ m}^3/\text{h}$ y bombear algo más ($4.250 \text{ m}^3/\text{h}$) incluyendo el sobreflujo en tiempo lluvioso.-

El nivel de arranque de la última bomba puede fijarse en --- 765,72 (es decir con 0,30 en el ϕ 1,20 m. y nada de tirante en el ϕ 0,90 m.). Se estudiarán dos tipos de bombas: 3300 y 3500.

a) Con bombas 3300

Disponiendo cinco bombas activas y una en stand by, se -- tiene:

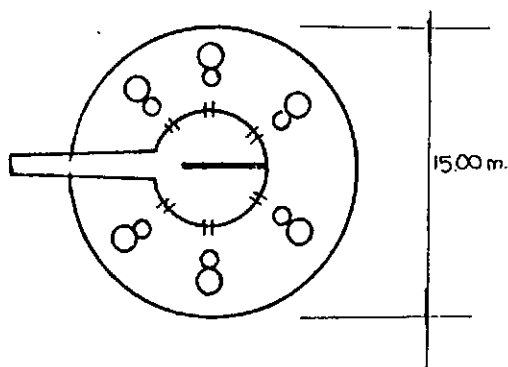
$$Q = \frac{4.250}{5} = 850 \text{ m}^3/\text{h} = 14.166 \text{ l/min.} = 236,1 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,00 \text{ m.}$$

que se logra con el impulsor 632 tipo MT con diámetro de pasaje de 190 mm. y conexión ϕ 300 mm.. Entonces:

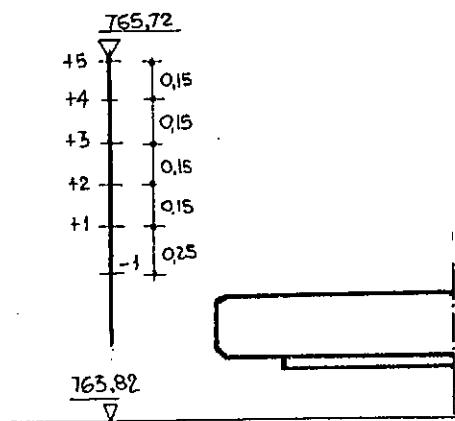
$$V_o = \frac{QT}{4} = \frac{850 \times 0,20}{4} = 42,50 \text{ m}^3$$

$$\phi = 15 \text{ m.}, A = 176,7 \text{ m}^2, \frac{V_o}{A} = 0,25$$



El rotor de esta bomba se cubre a una altura de 0,80 m. - del piso, pero para más seguridad se adopta 1,05. Entonces la cota del fondo resulta:

$$765,72 - 0,25 - 4 \times 0,15 - 1,05 = 763,82 \text{ m.}$$



b) Con bombas tipo 3500

Si bien este tipo de máquina todavía no tiene mucha difusión en el país, casi con seguridad la tendrá en el año - 2004. Con cuatro máquinas activas

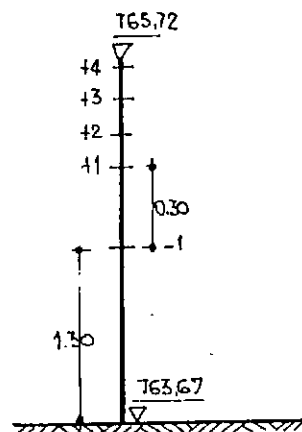
$$Q = \frac{4 \cdot 250}{4} = 1.062,50 \text{ m}^3/\text{h} = 17.700 \text{ l/min.} = 295 \text{ l/seg.}$$

$$H = 13,00 \text{ m.}$$

$$V_o = \frac{1.062}{4} \times 0,2 = 53,1 \text{ m}^3$$

$$\frac{V_o}{A} = \frac{53,1}{176,7} = 0,30$$

El rotor se cubre a 1,30 m. del suelo. Entonces la cota del fondo requerida será:



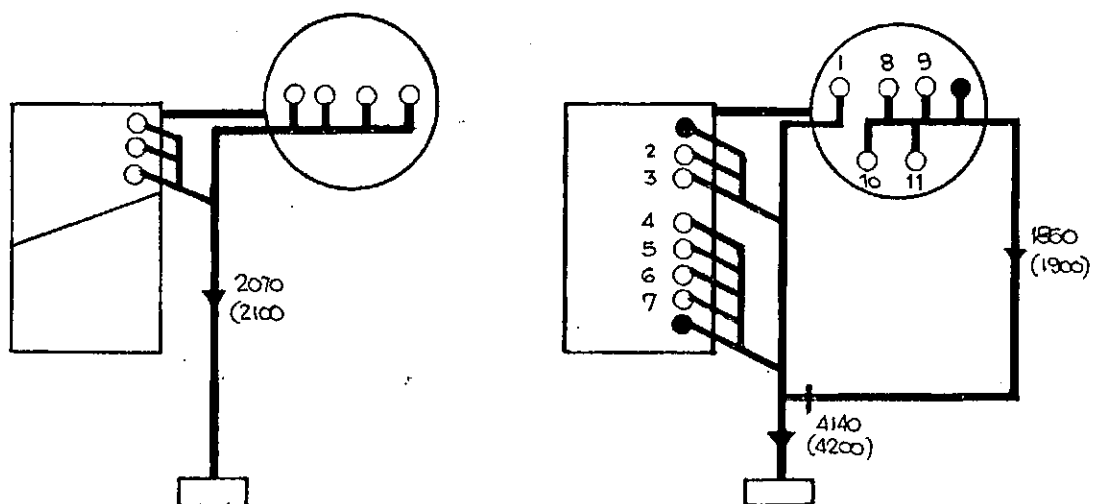
$$765,72 - 0,30 - 3 \times 0,15 - 1,30 = 763,67 \text{ m.}$$

Esta variante se desecha porque sin ventajas en la estructura, el costo total aumenta por el excesivo tamaño y peso de la bomba lo cual repercute en cañerías, puentes y tableros.-

2.5.3.- Estación de Bombeo Unica

Este diseño de las alternativas "T" y "L" tiene el inconveniente de la exagerada permanencia durante la primer etapa.

Para ello es preferible tabicar el nuevo pozo y repartir las bombas impulsoras de la primer etapa



Diseño para Tamaño Completo

Los caudales de lluvia serán atendidos por las últimas -- cuatro bombas del ciclo.-

Las cuatro últimas podrán ser:

$$Q = \frac{1.900}{4} = 475 \text{ m}^3/\text{h} = 7.916 \text{ l/min.} = 132 \text{ l/seg.}$$

$$H = \text{Cota cloración} - \text{Cota arranque} + \text{Pérdidas}$$

$$H = 773,80 - 765,87 + 0,50 = 8,43 \text{ m.}$$

Ese punto de funcionamiento se consigue con impulsores -- 632 en bombas CP 3201.-

El caudal a planta será atendido por un lado, por tres má-- quinas activas tipo 3201 ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 13,00 \text{ m.}$, ro-- tor 635) y por otro, por cuatro máquinas activas tipo --- 3300 a determinar. Para estas entonces

$$Q = \frac{4.200}{4} - \frac{3 \times 420}{4} = 735 \text{ m}^3/\text{h} = 12,250 \text{ l/min.} = 204 \text{ l/seg.}$$

$$H = 12,00 \text{ m.}$$

que se consigue con impulsores 612 LT en máquinas CP 3300 que requieren 1,05 m. desde el piso.-

Con ese esquema se puede confeccionar el siguiente Cuadro

COTA	MANIOBRA	l' m	S1 m2	S2 m2
765,50	+ 11	7,00	95,90	78,54
765,40	+ 10 - 11	7,00	95,90	78,54
765,25	+ 9 - 10	7,00	95,90	78,54
765,10	+ 8 - 9	7,00	95,90	78,54
764,95	+ 1 - 8	7,00	95,90	78,54
764,80	+ 7 - 1	7,00	95,90	78,54
764,65	+ 6	7,00	95,90	78,54
764,50	+ 5 - 7	6,61	90,56	78,54
764,35	+ 4 - 6	6,20	84,94	78,54
764,20	+ 3 - 5	5,79	79,32	78,54
764,13	PISO	5,60	76,72	0
764,05	+ 2 - 4	5,38	73,71	0
763,75	- 3	4,31	59,05	0
763,60	- 2	3,75	51,38	0
763,00	PISO	1,50	0	0

Se cumplen las condiciones de tirante mínimo puesto que:

- Cuando sale la bomba 2 (que es 3201) hay un tirante de 0,60 en el pozo nuevo.
- Cuando sale la bomba 4 (que es 3300) hay un tirante de 1,05 en el pozo nuevo.
- Cuando sale la bomba 1 (que es 3201) hay un tirante de 0,67 en el pozo viejo.

Resta verificar los tiempos de ciclaje:

- Entre +2 y - 2 el volúmen resulta:

$$V_o = \frac{51,38 + 73,71}{2} (764,05 - 763,60) = 28,15 \text{ m}^3$$

Con ese volúmen y un caudal de bombeo de 420 m³/h y un caudal de ingreso pésimo (Q = 210 m³/h) el tiempo de ciclaje resulta:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 28,15}{420} = 0,268 \text{ h} = 16 \text{ min.}$$

o sea, cuatro arranques por hora.-

- Entre el nivel + 4 y - 4 el volúmen es de:

$$V_o = \frac{-84,89 + 73,71}{2} (0,30) + 78,54 (764,35 -$$

$$- 764,13) = 41,07 \text{ m}^3.$$

y el tiempo de ciclaje con una bomba 3300 que tira ---- aproximadamente 735 m³/h y caudal de ingreso pésimo resulta:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 41,07}{735} = 0,223 \text{ h} = 13,4 \text{ min.}$$

o sea entre 4 y 5 arranques por hora.-

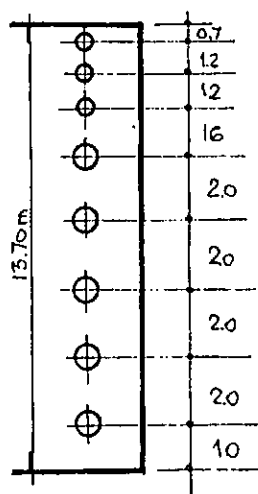
- Entre el nivel + 8 y -8 corre la bomba N° 8 que es una 3201/635 la que con altura de bombeo a cloración de H = 8,43 m. bombea a razón de 465 m³/h. El volúmen correspondiente es:

$$V_o = (95,90 + 78,54) (0,15) = 26,16 \text{ m}^3.$$

que representa un tiempo de ciclaje de:

$$T = \frac{4 V_o}{Q} = \frac{4 \times 26,16}{465} = 0,225 \text{ h} = 13,5 \text{ min.}$$

En cuanto a las exigencias arquitectónicas el nuevo pozo resulta apropiado a los diseños básicos propuestos por el fabricante (ver Anexo). Las distancias parciales son:



2.6.- Evaluación de Subalternativas para el Pretratamiento y Elevación

Las subalternativas planteadas se diferencian en el volúmen - de la obra civil, en el tipo de rejillas, en el tipo y disposi-- ción de los desarenadores y en el diseño de la estación de -- bombeo. Pero fundamentalmente se diferencian en el escalona-- miento en el tiempo de las inversiones.-

En cambio, el tamaño, los costos energéticos y de mano de --- obra son enteramente similares, por lo que no vale la pena ha-- cerlos intervenir.-

De acuerdo con la hipótesis de trabajo desarrollada en el --- Item 1, la segunda etapa de la obra se concretaría en el año 2005, en tanto que la inversión correspondiente a la primer - etapa podría ubicarse cronológicamente en el año 1992.-

Para formar el valor presente, deberá aplicarse a la inver--- sión para la segunda etapa, un descuento de F^n

$$VP = v_0 + v_{13} F^n, \quad F = \frac{1}{1+i}$$

siendo:

v_0 = inversión correspondiente a la primer etapa en $t = 0$

v_{13} = inversión correspondiente a la segunda etapa, al cabo del año "n"

i = interés de oportunidad = 0,12

n = 2005-1992 = 13 años

o sea:

$$VP = v_0 + 0,22917 v_{13}$$

Los resultados obtenidos del cómputo y presupuesto se sumari-- zan a continuación, consignándose los montos en U\$S:

Primer Etapa = v_o (U\$S)

Alternativa	Obra Civil	Equipos	Bombas	Cañerías	Total	Orden
T	256.440	318.883	296.365	397.994	1.269.682	3ª
L	317.896	355.677	296.365	397.994	1.367.932	4ª
I	77.142	304.165	296.365	411.686	1.089.358	2ª
U	54.885	311.524	296.365	386.220	1.048.994	1ª

Segunda Etapa = v_{13} (U\$S)

Alternativa	Obra Civil	Equipos	Bombas	Cañerías	Total	Orden
T	48.672	318.883	549.755	448.284	1.365.594	2ª
L	13.536	269.824	549.755	448.284	1.281.399	1ª
I	255.555	392.472	558.095	389.850	1.595.972	3ª
U	313.319	417.001	558.095	524.140	1.812.555	4ª

Tamaño Completo = $v_o + v_{13}$ (U\$S)

Alternativa	Totales	Orden
T	2.635.276	1ª
L	2.649.331	2ª
I	2.685.330	3ª
U	2.861.549	4ª

Valor Presente VP

Alternativa	Valor Presente $i = 0,12$	Orden
T	1.582.641	3 ^a
L	1.661.596	4 ^a
I	1.455.114	1 ^a
U	1.464.385	2 ^a

Evaluación:

Como era de esperar, el hecho de diferir la ampliación del pozo - de bombeo así como la mayor sencillez de los desarenadores posteriores, favorecen a las alternativas I y U, las que por esa razón representan menores costos de primera inversión. Al cabo de trece años la situación se invierte: será más oneroso completar esas alternativas que lo que sería preparar las alternativas con el pozo completo (esto es las T y L) al nuevo tamaño. Por monto total terminan ganando estas dos últimas y en particular la T, pero si se aplica el criterio del Valor Presente, vuelven a predominar las - otras, aunque con diferencias poco significativas. Las dos mejores son la T y la I y la diferencia en términos de Valor Presente es de 127.527 U\$S.-

Ello en cuanto a los costos de primera inversión. Como hemos dicho, los costos de funcionamiento son similares, pero hay otros - aspectos difíciles de traducir en términos económicos que son:

- Si el nivel del lago asciende efectivamente a la cota máxima posible del proyecto de Segunda Angostura del Río Limay, la estructura de la Estación Elevadora existente (cuya verificación no puede realizarse en el marco del presente trabajo) se verá sometida a esfuerzos que nunca ha soportado.-
- El dispositivo de las alternativas T y L protegen a los impulsores de las bombas de la erosión producida por las arenas, como es convencional, en tanto que las alternativas I y U tienen desarenadores a posteriori del bombeo.-

- Apreciaciones subjetivas sobre aspectos arquitectónicos, hidráulicos, de comodidad y seguridad para el trabajador, etc..-

CONCLUSION:

Dada la diferencia que separa a la alternativa I de la T, que en términos de Valor Presente representa aproximadamente el 9,2 por mil de la obra y sólo el 1,5 por ciento de ahorro en la inversión de la primer etapa, nos inclinamos por la alternativa "T", y en segundo lugar por la "I", ambas con desarenadores a canales múltiples.-

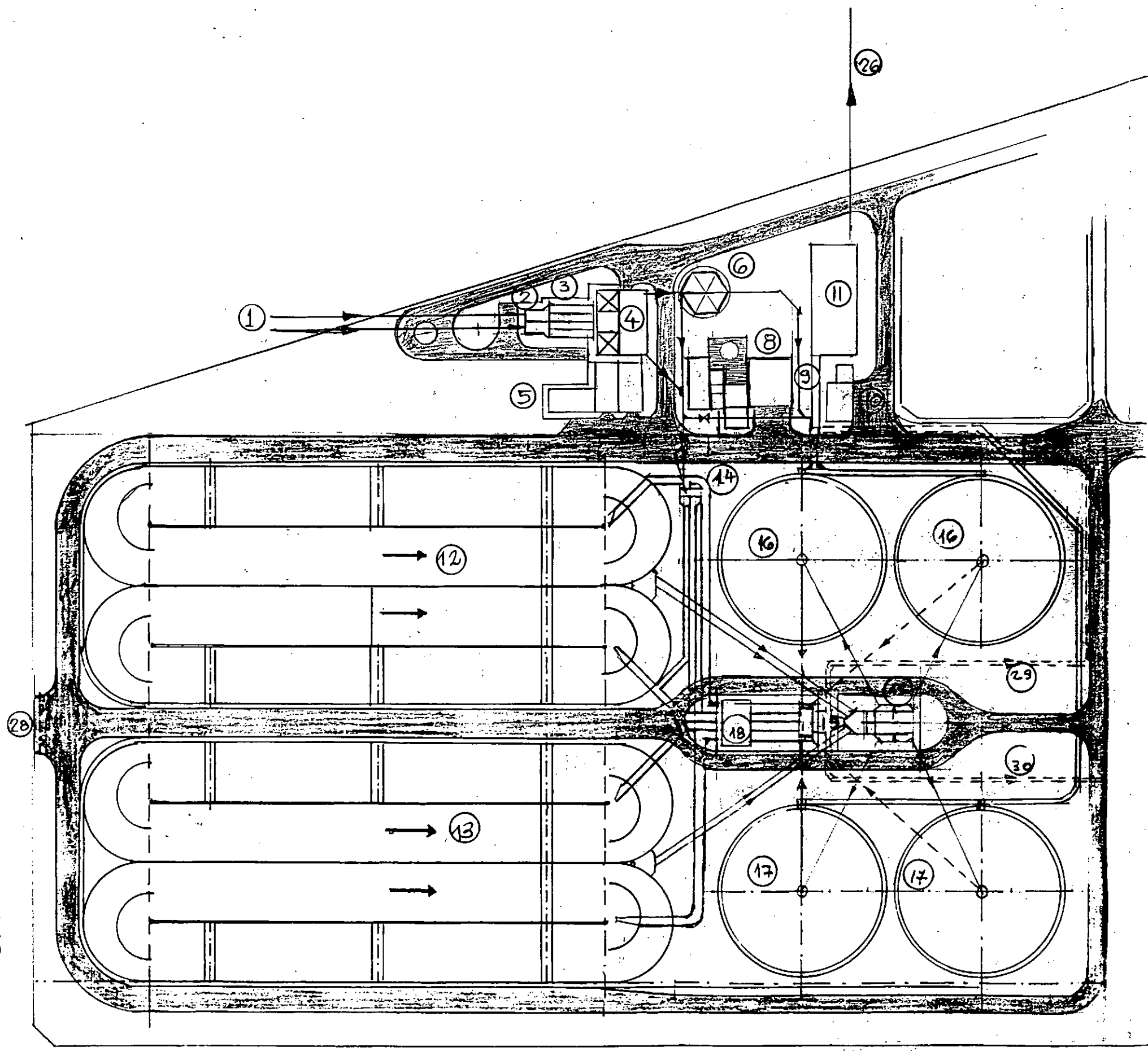
ESQUEMAS DE PRETRATAMIENTO - REFERENCIAS

- 1 - Ingreso de Líquidos Cloacales - Cloacas Máximas.-
- 1A - Ingreso de Líquidos Cloacales - Primera Etapa.-
- 2 - Cámara de Rejas.-
- 2A - Cámara de Rejas - Primera Etapa.-
- 3 - Desarenadores.-
- 3A - Desarenador - Primera Etapa.-
- 4 - Estación de Bombeo a Construir.-
- 5 - Talleres, Depósitos y Servicios.-
- 6 - Estación de Bombeo Existente.-
- 8 - Laboratorio y Oficinas.-
- 9 - Canaleta Parshall.-
- 10 - Sala de Cloración.-
- 11 - Cámara de Cloración.-
- 12 - Reactor Aeróbico - Primera Etapa.-
- 13 - Reactor Aeróbico - Segunda Etapa.-
- 14 - Cámara Partidora N° 1.-
- 15 - Cámara Partidora N° 2.-
- 16 - Sedimentadores - Primera Etapa.-
- 17 - Sedimentadores - Segunda Etapa.-
- 18 - Estación de Bombeo de Recirculación.-
- 19 - Bombeo de Barros.-
- 26 - Cañería de Descarga de Líquidos Tratados.-
- 28 - Accesos a Planta.-

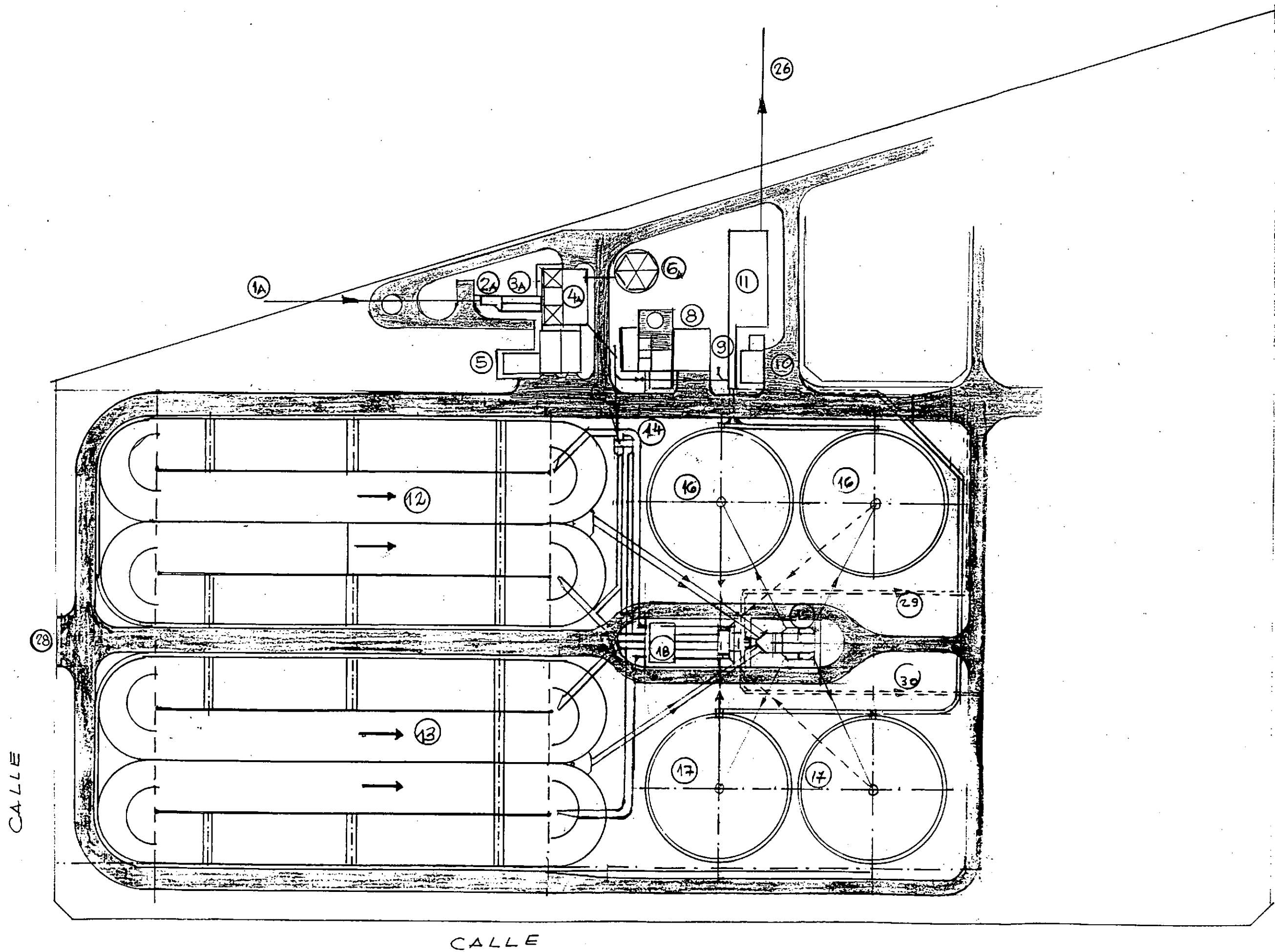
CALLE

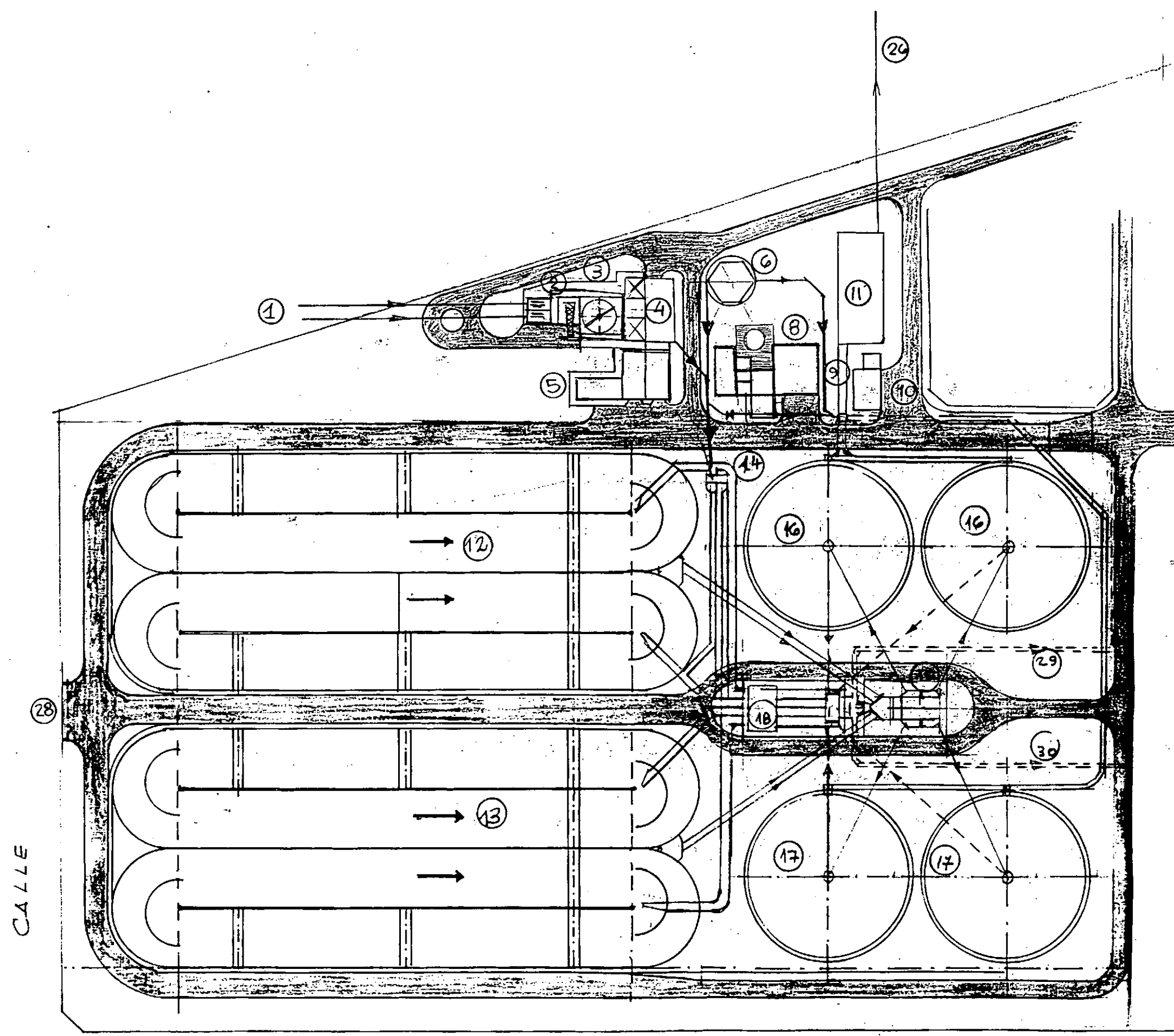
CALLE

CALLE



SUB ALTERNATIVA "T" COMPLETA

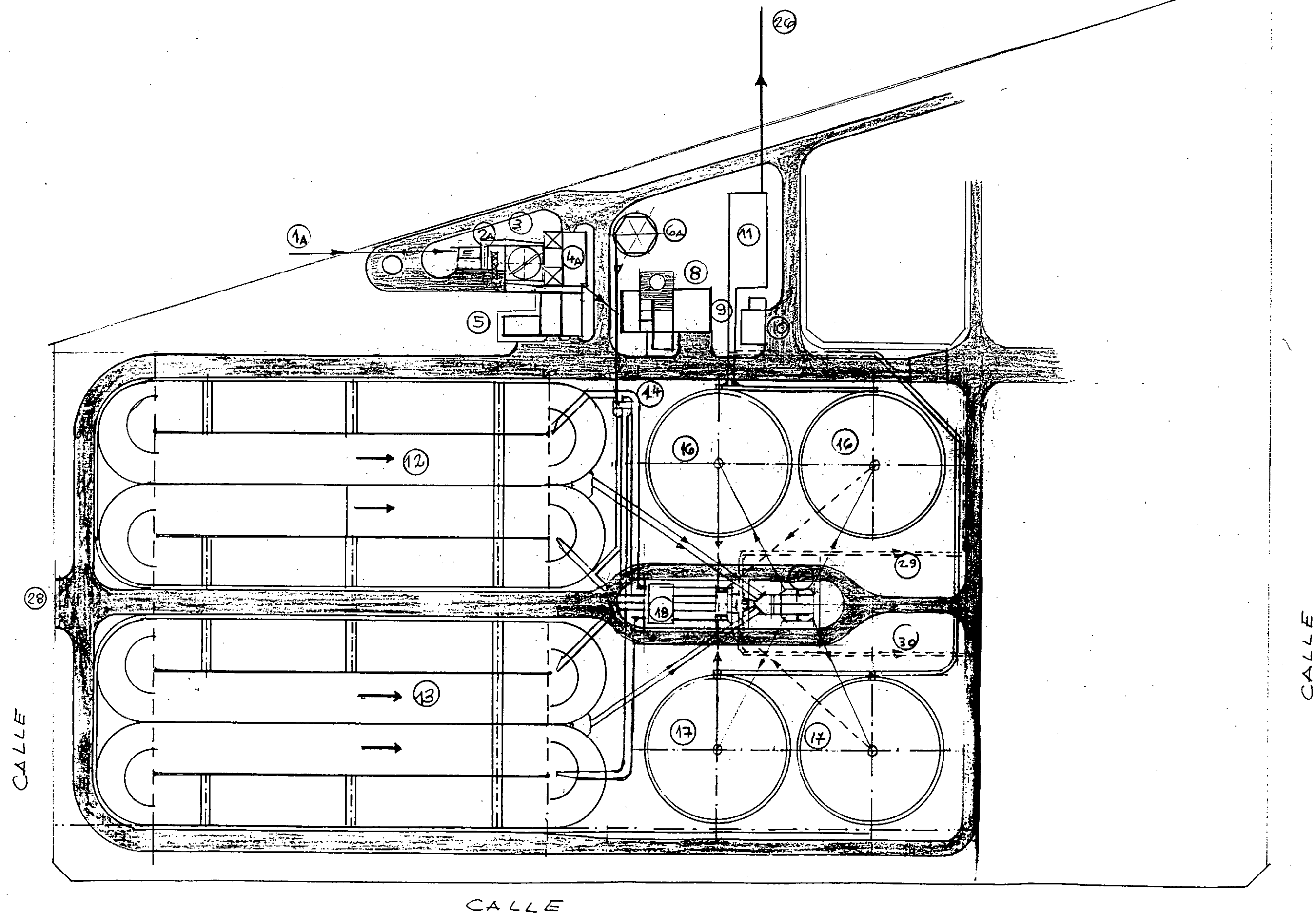


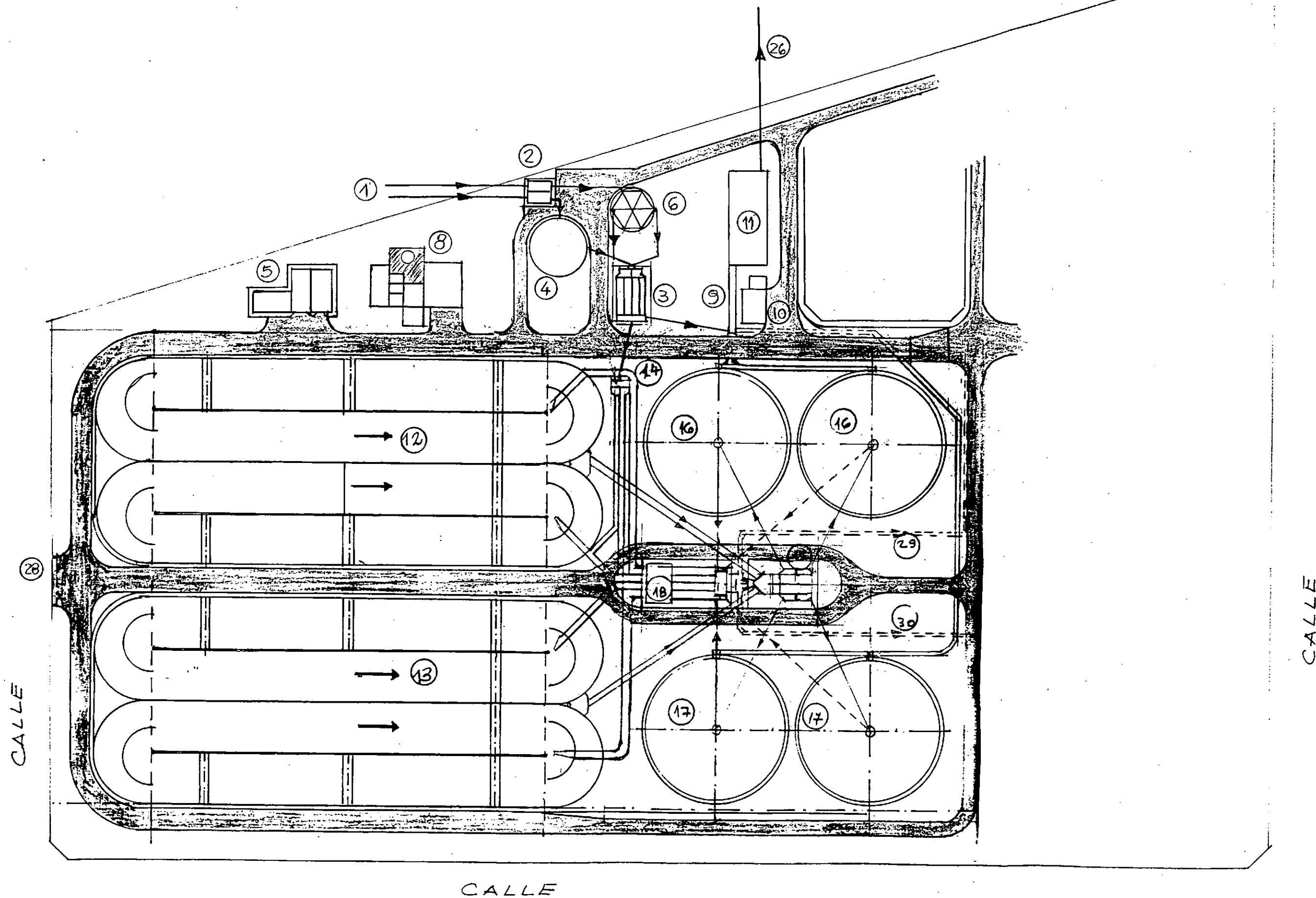


CALLE

CALLE

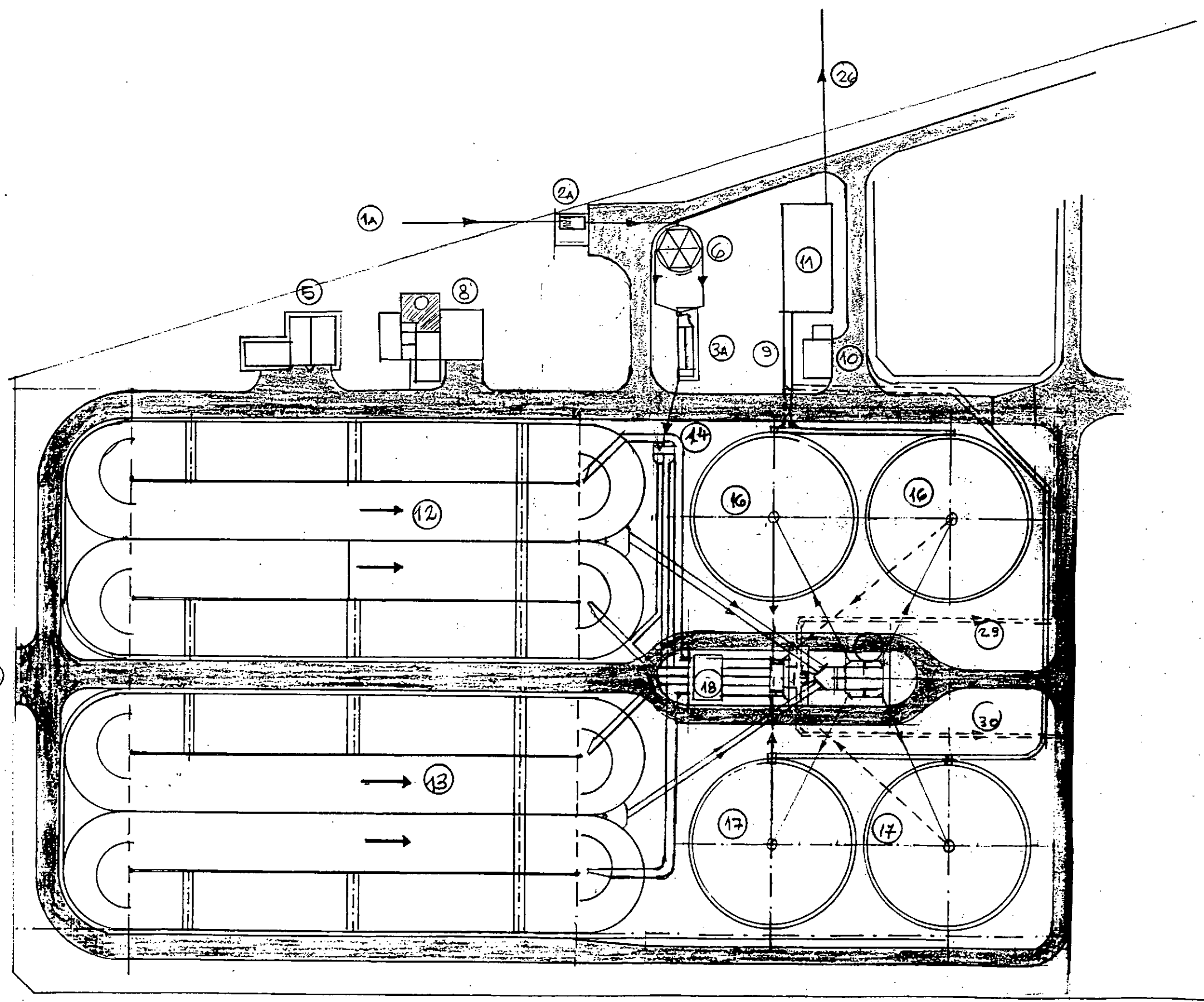
SUBALTERNATIVA "L" COMPLETA





SUB ALTERNATIVA "I" COMPLETA

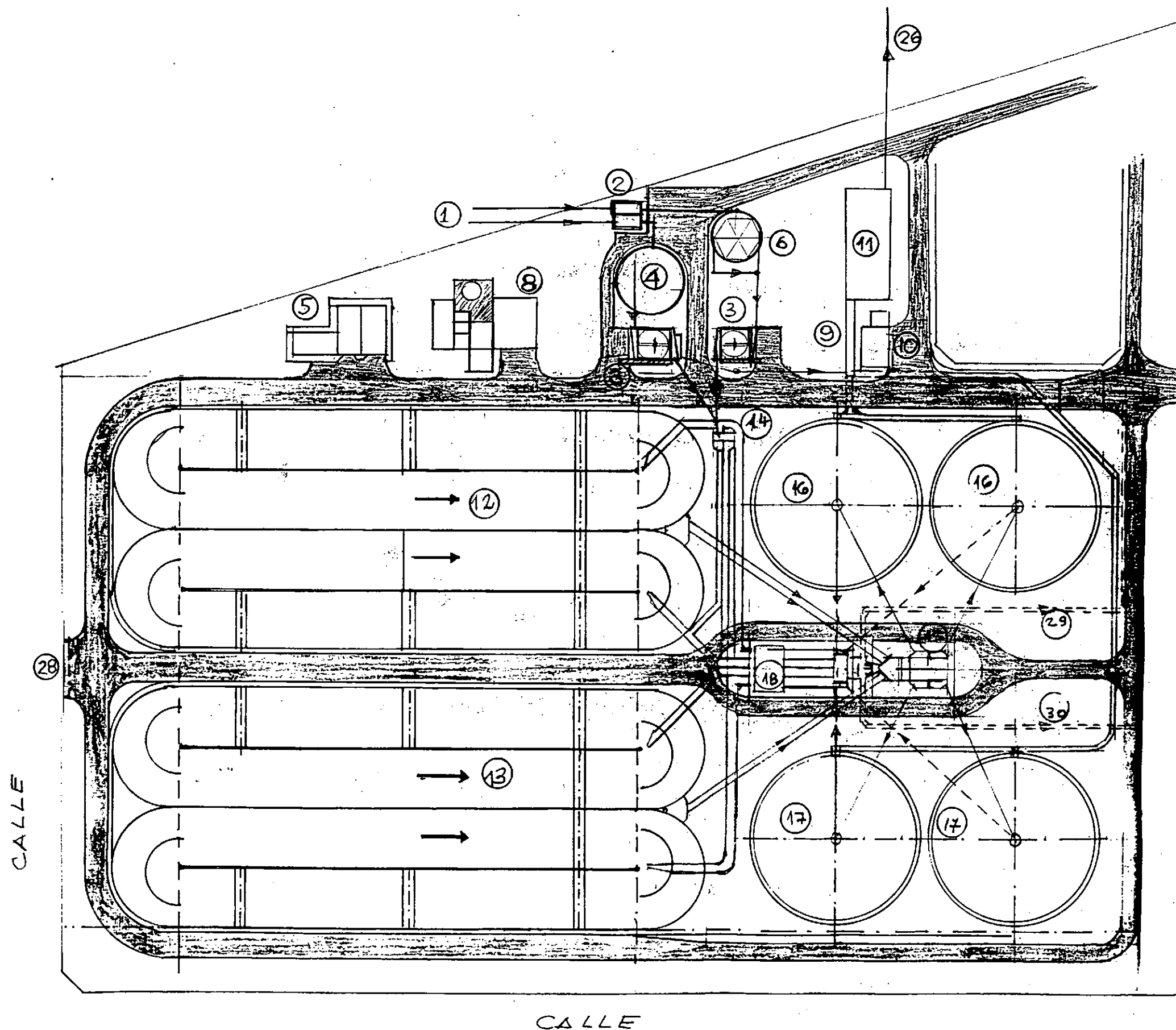
CALLE



CALLE

SUBALTERNATIVA 'I' 1ª ETAPA

CALLE

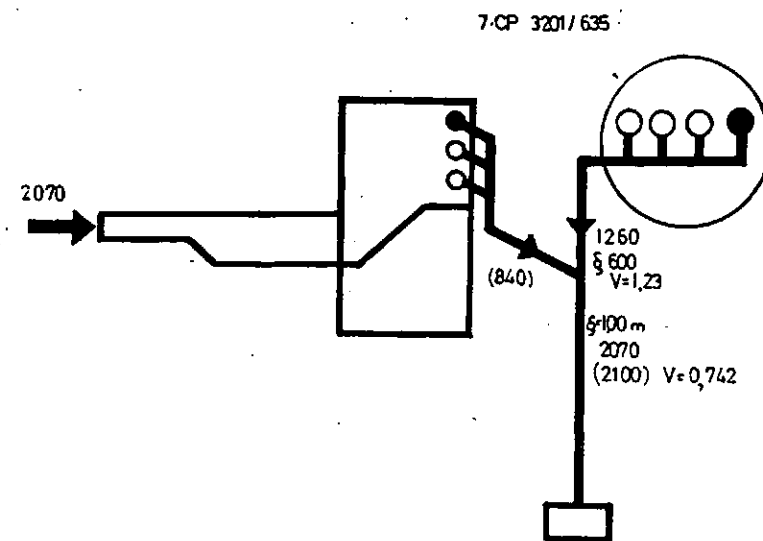


SUB ALTERNATIVA "U" COMPLETA

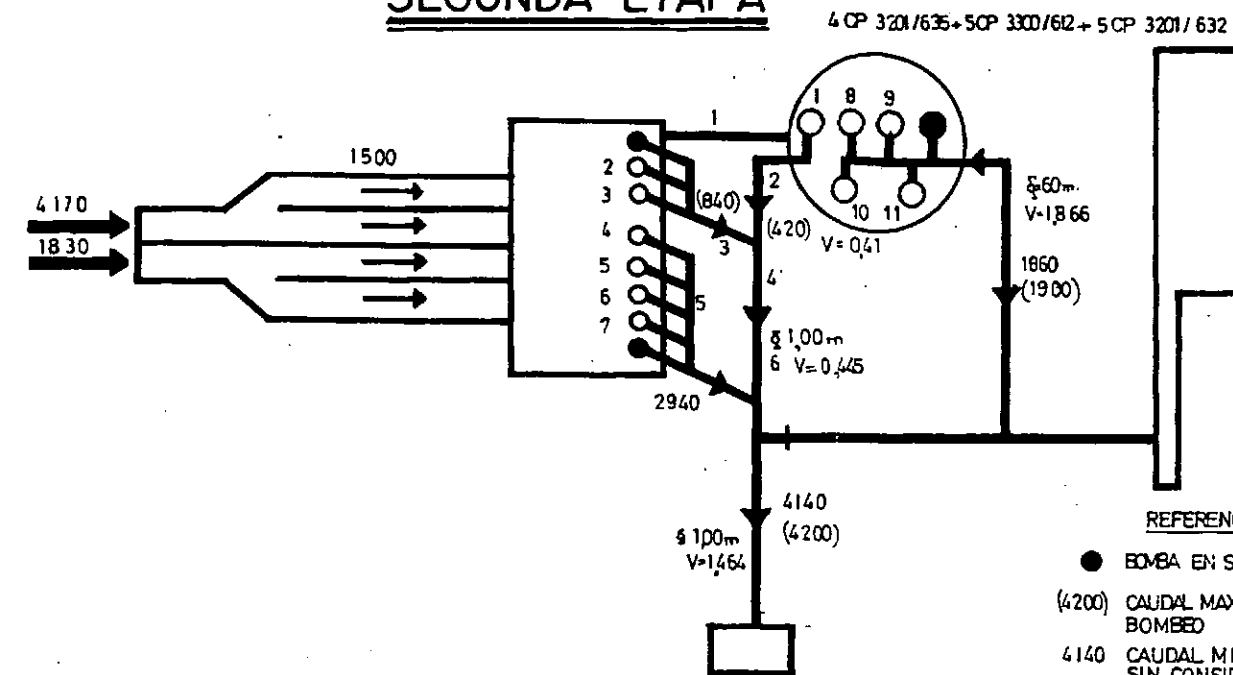
ALTERNATIVAS T Y L

50

PRIMERA ETAPA

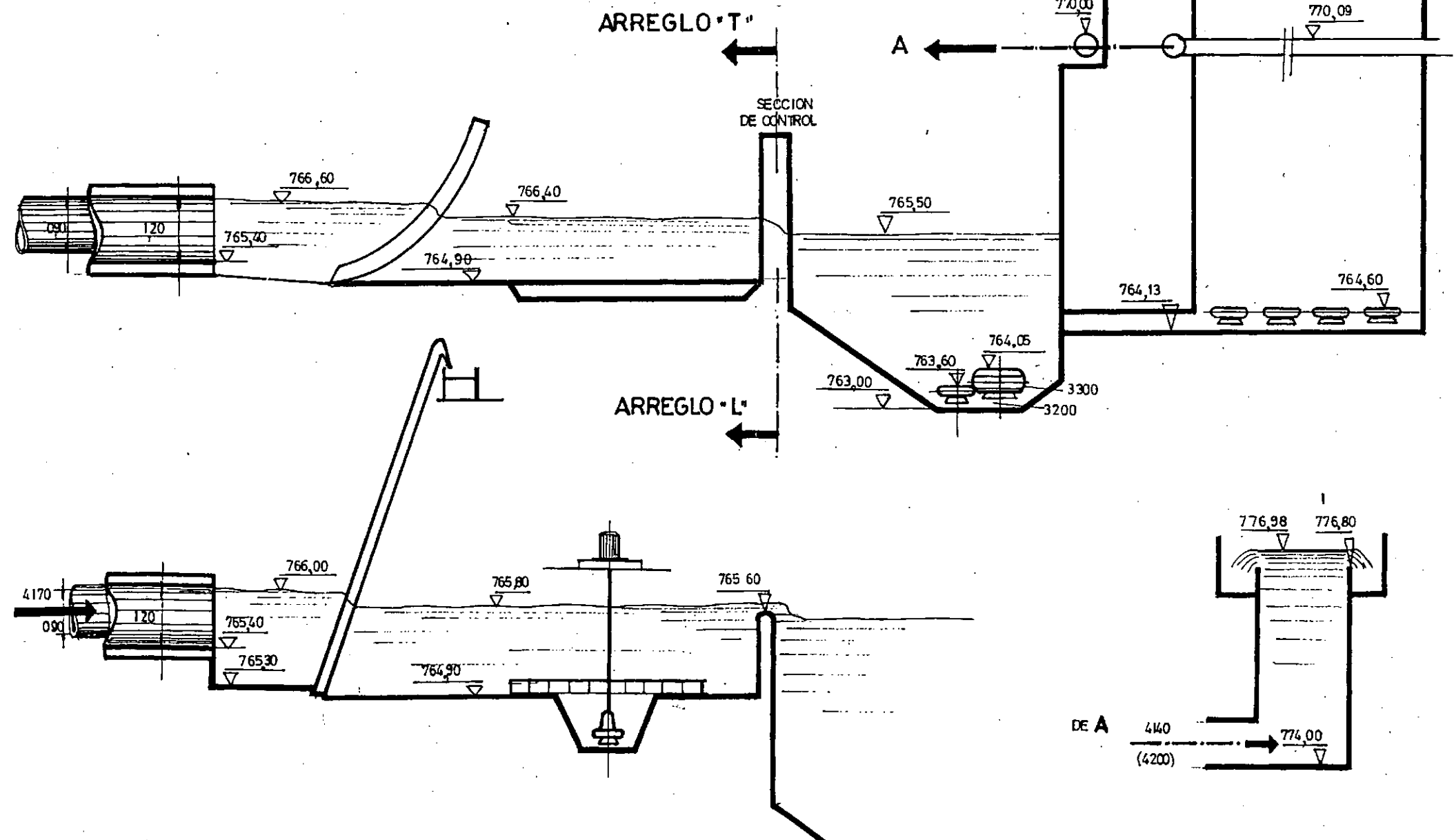


SEGUNDA ETAPA

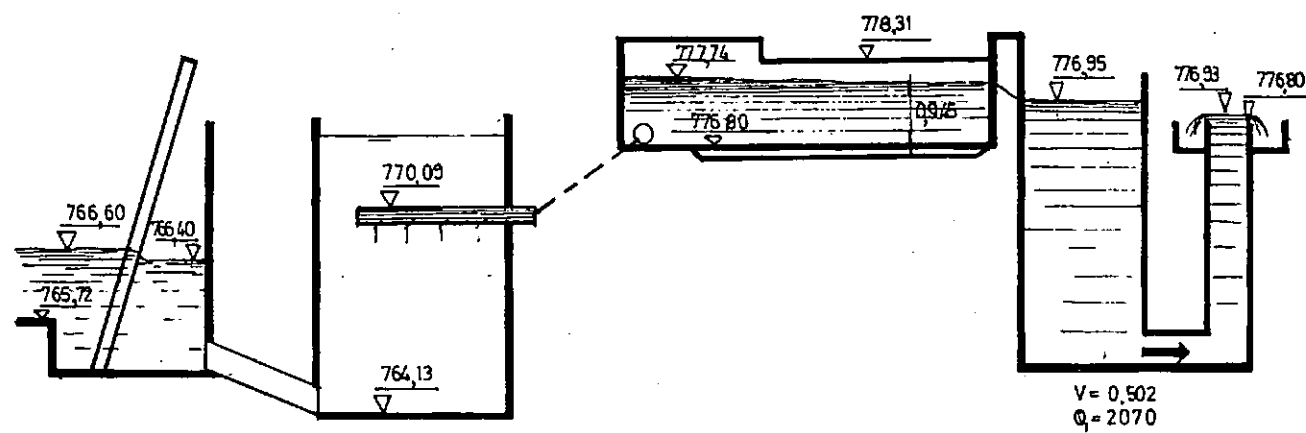
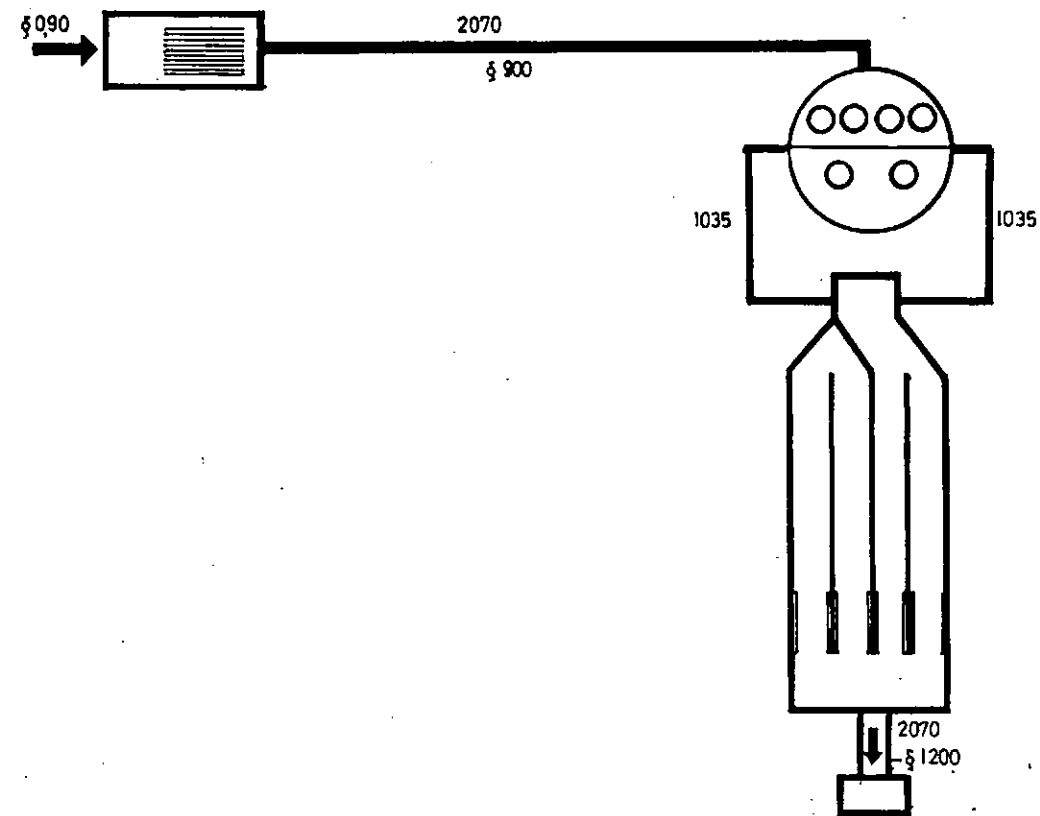


REFERENCIAS

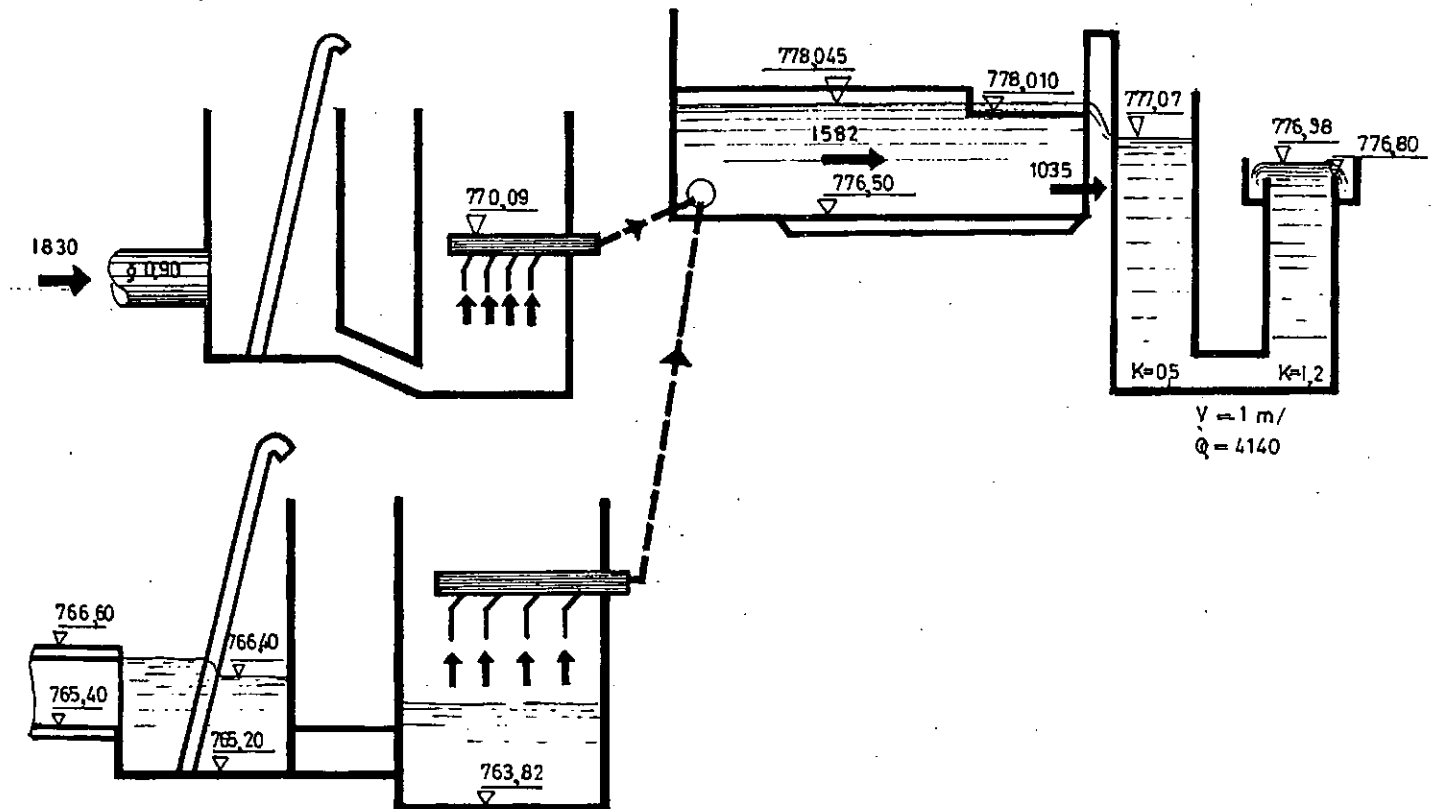
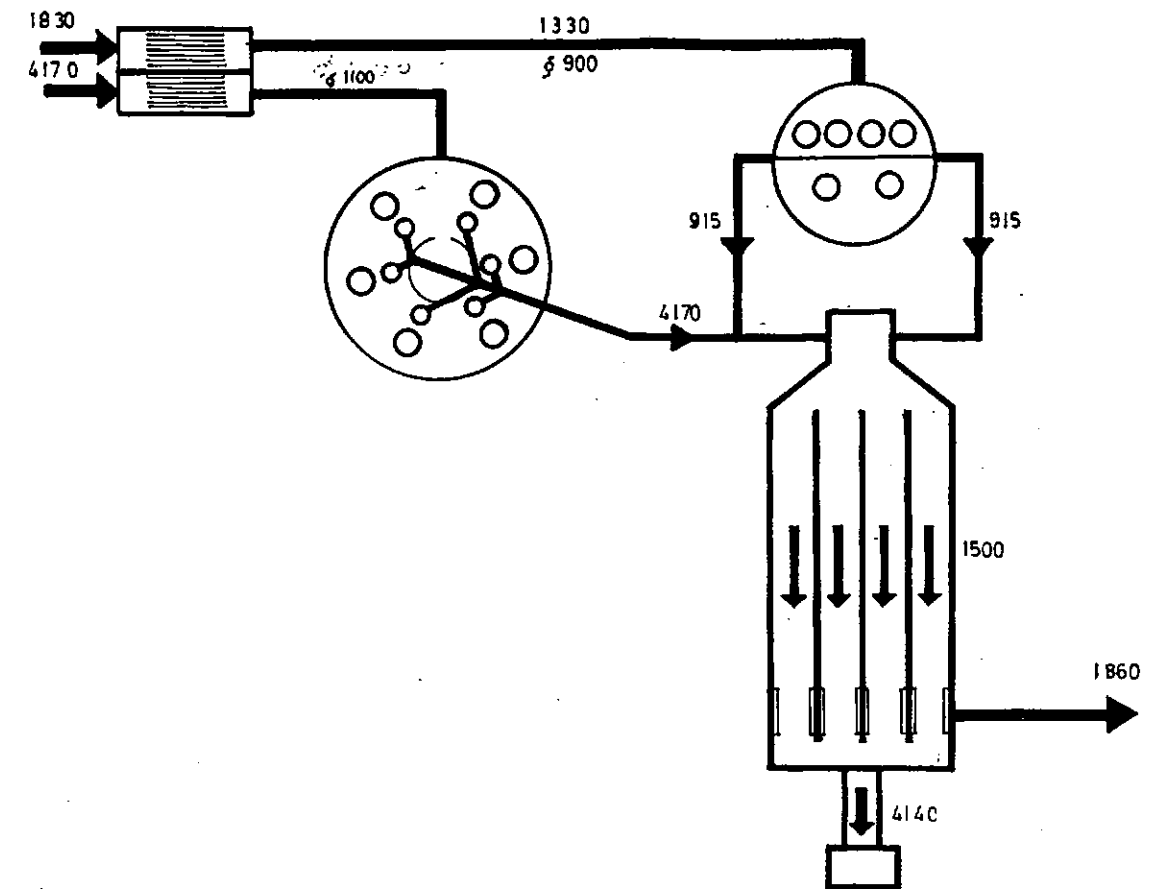
- BOMBA EN STAND BY
- (4200) CAUDAL MAXIMO DE BOMBEO
- 4140 CAUDAL MEDIO HORARIO SIN CONSIDERAR CICLAJE



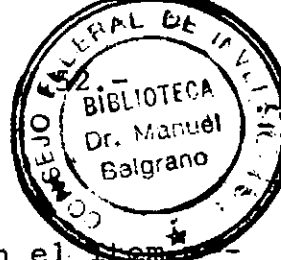
1^a ETAPA



COMPLETA



OBSERVACION



La memoria de cálculo debe cumplir con lo indicado en el ítem 2.2.3 del Anexo I - Plan de Trabajos y estar desarrollada a nivel de Anteproyecto Definitivo, por lo tanto debe ser perfectamente clara, completa en si misma y con mayor grado de detalle e incluyendo todos los componentes propuestos.-

En el desarrollo de cálculo de cada uno de los componentes deben indicarse las fórmulas utilizadas y los valores numéricos con -- sus respectivas unidades.-

RESPUESTA

Se aclara a continuación la marcha del proceso de cálculo de las unidades de tratamiento biológico. Se satisfacen las observaciones particulares formuladas a los Items 3.6.1, sobre diámetro -- del rotor y transferencia de oxígeno, 3.10 sobre concentración -- de hipoclorito, 3.11 sobre la fórmula 2 (PJ, pág.12.8).-

3.- TRATAMIENTO BIOLÓGICO

3.1.- Parámetros de Diseño Externos

Parámetros Externos para 85.000 Habitantes

- Emisión per cápita..... 0,060 KgDBO₅/h/día
- Carga orgánica..... 5.100 KgDBO₅/día
- Carga hidráulica media estacional..... 33.100 m³/día
- Caudal de pico a tratamiento..... 2.070 m³/h.

Parámetros de Control

- Concentración media

$$\text{DBO}_5 = \frac{5100 \times 10^3}{33.100} \frac{\text{gr}}{\text{m}^3} \dots\dots\dots 154 \text{ p.p.m.}$$
- Carga hidráulica estacional per

$$\text{cápita} = \frac{33.100 \text{ m}^3}{85.000 \text{ h}} \dots\dots\dots 0,389 \text{ m}^3/\text{h/día}$$

Parámetros que Caracterizan al Proceso de Oxidación Prolongada

- Edad del lodo..... 25 días
- Concentración del líquido mezclado..... 4 Kg MS/m³

3.2.- Características Generales

Las unidades del tratamiento biológico de los líquidos según el proceso de oxidación prolongada contemplan:

- Distribución: funcional ("todos para todos").
- Cámara Partidora N° 1: a cuatro vertederos simétricos, con entrada de flujo vertical.
- Distribución a reactores: por canales rectangulares.
- Reactores: de flujo orbital con zona anóxica.
- Aireadores: de eje vertical.
- Regulación: por inmersión regulable mediante compuerta vertedero de salida.
- Conducción a sedimentadores: por cañería a gravedad, sección llena.
- Cámara Partidora N° 2: a cuatro vertederos simétricos, con entrada inferior.

- Sedimentadores: circulares de alimentación central y recogida periférica con tolva toroidal central.
- Barredores: mediante puente de mando periférico y doble pala parabólica para cubrir un radio y medio.
- Recirculación: regulada mediante válvulas telescópicas se_guidas de tornillos de Arquímedes.
- Recolección de clarificado: por canales rectangulares.
- Aforo: mediante canaleta Parshall a resalto.
- Desinfección: mediante solución de hipoclorito de sodio al 8% y cámara de contacto.

3.3.- Reactores

El dimensionado de los reactores involucra todos los aspectos del tratamiento biológico. Si bien son variados los métodos de análisis, se ha seleccionado el que se considera más confiable dada su fuerte apoyatura experimental. En tanto -- que aquellos que se basan en determinaciones sobre plantas -- piloto o en el uso de constantes cinéticas todavía no tradicionales, darían a la postre resultados menos confiables.-

De manera tal que se seguirá en la línea utilizada en el Primer Informe Parcial y en el "Informe Adicional de la Segunda Etapa", que básicamente responde a la metodología seguida -- por Vosloo para la compilación sobre observaciones de Wurh-- man, Dowing y Hopwood (ver Vosloo, WPC 1970). También puede verse W. Schönborn, Vol. 8 p.66 (Empirical design), y muchos otros.-

Se definen los siguientes parámetros, en su forma tradicional:

$$C_m = \text{carga másica aplicada (Kg DBO}_5\text{/Kg MS día)} =$$

$$= \frac{\text{carga orgánica diaria que ingresa, como DBO}_5}{\text{biomasa en el reactor como materia seca}}$$

$$C_v = \text{carga volúmica aplicada (Kg DBO}_5\text{/m}^3\text{.día)} =$$

$$= \frac{\text{carga orgánica diaria que ingresa, como DBO}_5}{\text{volumen del reactor}}$$

$$X = \text{concentración de biomasa del líquido mezclado } \left(\frac{\text{Kg MS}}{\text{m}^3} \right) =$$

$$= \frac{\text{biomasa en el reactor, como MS}}{\text{volumen del reactor}}$$

$$\theta_c = \text{edad del lodo (días)} =$$

$$= \frac{\text{biomasa existente en el reactor}}{\text{biomasa que se extrae diariamente}}$$

$$I = \text{índice de crecimiento de lodos (Kg MS/Kg DBO}_5) =$$

$$= \frac{\text{crecimiento observado (+síntesis-decaimiento) como MS}}{\text{carga orgánica aplicada, como DBO}_5}$$

Por definición:

$$C_m = -\frac{C_v}{X} \quad (1)$$

considerando régimen permanente

$$C_m \theta_c I = 1 \quad (2)$$

El índice de crecimiento de lodos (SGI en literatura sajona) tiene fuentes muy variadas, no siempre coincidentes. Casi todos ellos la hacen depender de la edad del lodo, aunque también puede expresársela en función de la carga másica. Algunos autores prefieren expresar "I" como la relación entre el crecimiento y la carga orgánica específica "utilizada", en cuyo caso

$$C_m \theta_c I^u e = 1$$

siendo "e" la eficiencia del tratamiento biológico. En Imhoff por ejemplo puede leerse en p.148:

$$\theta_c = 40 \text{ días}$$

$$I^u = 0,54$$

$$C_m = 0,05$$

$$e = 0,92$$

$$I = I^u \times e = 0,92 \times 0,54 = \underline{0,49}$$

que naturalmente cierran las ecuaciones (1) y (2). En Vosloo para $\theta_c = 20$ días se tabula $I = 0,50$. Ambos valores son para aguas decantadas. Para aguas completas, la producción de barros como MS debe ser mayorada por lo menos en un 33%. Entonces:

$$I = 0,5 \times 1,33 = 0,666$$

que es el valor que en definitiva se adopta para Bariloche.-

Entonces

$$\theta_c = 25 \text{ días}$$

$$I = 0,666 \text{ Kg MS/KgDBO}_5 \text{ aplicada}$$

$$\text{de (2): } C_m = -\frac{1}{\theta_c I} = -\frac{1}{25 \times 0,666} = 0,06 \text{ KgDBO}_5/\text{KgMS/día}$$

$$X = 4 \text{ Kg MS/m}^3$$

$$\text{de (1): } C_v = C_m X = 0,06 \times 4 = 0,24 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{día}$$

Estos valores caen muy bien en las tablas estadísticas que se dan en los textos más difundidos, tales como MyE p.525, Parker p.157, WPCF p.268, White p.237, etc.-

Sin embargo, hay que decir que el tema del índice de crecimiento de lodos (involucrando a la totalidad de la materia seca) en líquidos urbanos completos es un tema abierto. En los primeros trabajos se daban valores de 0,5 y hay fuentes que aconsejan hasta 0,75 y más. Cabe hacer notar que este valor no modifica el de la carga másica (0,06 en nuestro caso) la que es un excelente indicador del grado de eficiencia y de estabilidad de los barros en exceso. El uso cada vez más frecuente del "modelo de las tasas" no ayuda a aclarar la cuestión, antes bien, parece complicarlo. Esto es porque esos modelo se ajusta generalmente en la zona de barros activos de alta carga donde alcanzan cierta representatividad, pero, en su versión elemental más difundida, es imperfecto para interpretar el proceso en la zona de aireación prolongada. Debe ser mejorado considerando el flujo del material particulado no biodegradable, la producción de biomasa inactiva producto de resíntesis y otros efectos, todo lo cual desalientan su aplicación cuando no se dispone de plantas piloto.-

Aceptando entonces los parámetros del proceso propuestos y - aplicando los parámetros de carga, o "externos":

$$V = \frac{L}{C_r} = \frac{5.100}{0,24} = 21.250 \text{ m}^3.$$

para 85.000 habitantes, que se consigue con dos reactores de 10.625 m³ cada uno lo que a caudal medio estacional da una - permanencia hidráulica de:

$$\theta_H = \frac{V}{Q} = \frac{21.250}{33.100} \times 24 = 15,4 \text{ horas}$$

también muy dentro de lo característico, considerando que no es un líquido "fuerte".-

La eficiencia en DBO₅ de un tratamiento como el planteado es superior al 90%, y como máximo 96%, valor éste que será usado para calcular la capacidad de aireación (Parker p.237; -- MTAD p.213).-

3.4.- Aireadores

Se seguirá la siguiente metodología:

- Demanda carbonácea de oxígeno.
- Demanda nitrogenosa de oxígeno.
- Factor de pico.
- Capacidad total en condiciones standard.
- Potencia necesaria y potencia instalada.

3.4.1.- Demanda Carbonácea de Oxígeno (DCO)

Puede realizarse de varias maneras:

- a) Con la expresión de Eckenfelder y O'Connor,

$$DCO = a' L^u + b' (X_v V)$$

$$\begin{aligned} L^u &= DBO_5 \text{ utilizada diariamente} = 0,96 \times 5.100 = \\ &= 4.896 \text{ Kg/día} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (X_v V) &= \text{biomasa como sólidos volátiles} = \\ &= 0,66 \times 4 \times 21.280 = 56.100 \text{ KG SSV} \end{aligned}$$

a' = coeficiente de oxígeno para síntesis

b' = coeficiente de oxígeno respiración endógena,
determinados por varios investigadores

$$\text{DCO (Kg O}_2\text{/día)} = a' 4.896 + b' 56.100$$

Investigadores	a'	b'	DCO Kg O ₂ /día
Eckenfelder y O'Connor	0,48	0,08	6.838
Logan y Buda	0,52	0,09	7.595
Quirk	0,53	0,15	11.010

b) Con el Método de Metcalf-Eddy

O sea, haciendo un balance energético:

Energía disipada diariamente (como oxígeno consumido =
= Energía diariamente suprimida del líquido (como DBO
última utilizada) - Energía diariamente retenida en la
biomasa (como 1,42 x SSV excedentes)

$$\text{DCO} = L_{\text{última}}^{\text{util.}} - 1,42 \Delta(X_v V)$$

Si $L_{\text{última}}^{\text{util.}}$ fué evaluada en 4.896 Kg/día, la $L_{\text{última}}^{\text{util.}}$ puede ser estimada en:

$$L_{\text{últ.}}^{\text{util.}} = \frac{4.896}{0,68} = 7.200 \text{ Kg DBO}_5\text{/día}$$

Si los barros biológicos fueron estimados en 56.100 KgSSV y se renuevan cada 25 días (θ_c), entonces la producción diaria de reposiciones:

$$\Delta(X_v V) = \frac{56.100}{25} = 2.244 \text{ Kg SSV/día}$$

con lo que:

$$\text{DCO} = 7.200 - 1,42 \times 2.244 = 4.013 \text{ Kg O}_2\text{/día}$$

c) Con el Método Estadístico-Experimental

Como siempre, nos inclinamos por este proceder por juzgar lo, en ausencia de investigación básica específica, como el más positivo o confiable.-

Recurriendo nuevamente a la recopilación de Vosloo, hallamos que para $\theta_c = 25$ días, la relación:

$$\frac{\text{DCO}}{L^u} = 1,55 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5 \text{ utilizada}}$$

Aceptando ese valor, muy próximo al también recomendado - por la ATV alemana para líquidos completos

$$\text{DCO} = 1,55 \times 4.896 = 7.589 \text{ Kg/día}$$

que en definitiva se adopta para Bariloche.-

3.4.2.- Demanda Nitrogenosa de Oxígeno

La nitrificación es muy deseable en Bariloche porque el nitrógeno amoniacal es tóxico para el lago y porque posibilita la desnitrificación posterior. Como contrapartida, representa un término importante en el consumo de oxígeno (alrededor del 30%).-

Para saber si sobrevendrá la nitrificación, debe compararse la tasa de crecimiento de las bacterias nitrosomas con la tasa de crecimiento de la biomasa programada para el punto de funcionamiento del reactor, esto es la inversa de la edad del lodo. Debe ser:

$$\mu_{\text{nitrosomas}} > \mu_{\text{biomasa}}$$

$$\mu_{\text{biomasa}} = \frac{1}{\theta_c}$$

Según Downing and Knowless (Proc. Conf. Wat. Poll. Res., Munich 1966, 1967, 2,117)

$$\mu_{\text{nitrosomas}} \left(\frac{1}{\text{día}} \right) = 0,18 e^{0,12(t - 15)}$$

siendo "t" la temperatura del líquido en °C, luego, para "t" igual 10°C en Bariloche

$$\mu_{\text{nitrosomas}} = 0,0987 \text{ 1/día}$$

en tanto que:

$$\mu_{\text{biomasa}} = \frac{1}{25} = 0,04 \text{ 1/día}$$

por lo que cabe esperar buena nitrificación (ver Vosloo).-

El nitrógeno potencialmente nitrificable que entra en la --- planta es el orgánico más el amoniacal, es decir el N Kjeldhal cuya producción puede evaluarse a razón de 14 gr/h/día (MyE p.73) lo que correspondería en Bariloche a una concen--- tración de:

$$\frac{14 \text{ gr/h/día}}{0,389 \text{ m}^3/\text{h/día}} = 36 \text{ p.p.m.}$$

razonablemente para líquidos no muy fuertes, y muy próximo a los datos de campo disponibles.-

La intercepción del N_{Kj} ingresante nunca es perfecta porque hay nitrógeno orgánico que fuga con los compuestos resistentes y también algo de amoniacal.-

Además, no todo el nitrógeno interceptado se oxida porque -- una parte (el 5% de los barros en exceso) queda inmovilizada en la biomasa que se sintetiza. Finalmente, el nitrógeno que se oxida requiere a razón de 4,33 Kg O_2 por Kg de N_{Kj} (ver - Schönborn, V 8, p.70).-

En resumen:

$$DNO = 4,33 \left[\rho N_{K_O} - 0,05 \Delta(X_V V) \right]$$

en la que:

$$\rho = \text{rendimiento en } N_K = 0,75$$

$$N_{K_O} = \text{nitrógeno Kjeldhal ingresante diariamente} =$$

$$= 14 \text{ gr/h/día} \times 85.000 \text{ h} \times 10^{-3} = 1.190 \text{ Kg/día}$$

$$\Delta(X_V V) = \text{biomasa sintetizada diariamente} = 2.244 \text{ KgSSV/día}$$

$$DNO = 4,33 (0,75 \times 1190 - 0,05 \times 2244) = 3.379 \text{ KgO}_2/\text{día}$$

Otro método equivalente al anterior, es calcular a razón de 0,04 Kg O_2 /día x h, o sea:

$$DNO = 0,04 \times 85.000 = 3.400 \text{ Kg } O_2/\text{día}$$

3.4.3.- Factor de Pico

Es criterio aceptado que el factor de pico disminuye con el

tamaño de la planta y con la permanencia hidráulica, es decir, a medida que el proceso se hace de débil carga, pero no todos los autores coinciden con su evaluación.-

White (p.240) aconseja un factor 1.3 para grandes plantas, - sin considerar la permanencia hidráulica y es de práctica tomar factor 1 cuando además de grande, se trabaja con $\theta_H > 15$ horas.-

Para Bariloche adoptamos para aireación:

$$K = \text{factor de pico} = 1,15$$

con lo que la capacidad de oxigenación necesaria en campo resulta:

$$\begin{aligned} DO_c &= (DCO + DNO) K = \\ &= (7.588 + 3.400) 1,15 = 12.636 \text{ Kg O}_2/\text{día} \end{aligned}$$

$$DO_c = 527 \text{ Kg O}_2/\text{hora}$$

Verificando con este valor la relación OC/L, encontramos:

$$OC/L = \frac{12.636}{5.100} = 2,47 \frac{\text{Kg O}_2}{\text{Kg DBO}_5 \text{ ap.}}$$

muy característica de la oxidación prolongada.-

3.4.4.- Capacidad Total en Condiciones Standard

Para satisfacer la demanda de oxígeno de punta, se requiere de los aireadores para 85.000 h., una tasa de transferencia de campo (TTC) de 527 Kg O₂/hora. En condiciones standard, - esos mismos aireadores presentarán una tasa de transferencia (TTS_t) sensiblemente mayor. Para pasar de TTC a TTS_t se utiliza la difundida expresión:

$$TTS_t = \frac{9,20}{(\beta C_{s_{T,P}} - C_c)} - \frac{1}{\alpha} 1,024^{20-T} \text{ TTC}$$

donde:

9,20 = concentración de saturación del agua limpia a 20°C y 760 mm. de presión.

C_{s_{T,P}} = concentración de saturación del agua limpia a la temperatura y presión de campo.

β = factor (< 1) que corrige la saturación del agua limpia para convertirla en la concentración del líquido cloacal real.

C_c = concentración de oxígeno, recomendable para la vida bacteriana, que se mantiene en el reactor.

$(\beta C_{s_{T,P}} - C_c)$ = déficit en el campo.

α = factor (< 1) que tiene en cuenta la menor tasa de transferencia que se espera en un líquido cloacal, con respecto al agua limpia, ambas con el mismo déficit y la misma temperatura.

$1,024^{20-T}$ = Corrección de Arrhenius (> 1), que tiene en cuenta que para temperaturas menores de 20°C , la tasa de transferencia disminuye cada vez más, o sea que hay que mayorar la TTC para convertirla en TTS_t .

Los valores de " α " y " β " se pueden hallar en WPCF p.253, en función de θ_c :

$$\theta_c = 25 \text{ días} + \alpha = 0,935$$

$$\beta = 0,973$$

De tablas, para $T = 10^\circ\text{C}$ a 2.000 pies de altura sobre el nivel del mar, resulta:

$$C_{s_{T,P}} = 10,1 \text{ gr/m}^3.$$

y para C_c , si bien valores de 1 gr/m^3 sería suficiente, se adopta:

$$C_c = 2 \text{ gr/m}^3.$$

Luego:

$$TTS_t = \frac{1}{(0,973 \times 10,1 - 2)} \frac{1}{0,935} 1,024^{(20-12)} 527 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$TTS_t = 800 \text{ Kg O}_2/\text{hora}$$

3.4.5.- Potencia Necesaria y Potencia Instalada

Diferentes fabricantes de aireadores aseguran una transferencia por metro de cepillo tipo Mammuth de $8,4 \text{ Kg O}_2/\text{h}^{(*)}$ y --

una potencia requerida en el eje de 4,2 Kw(*). Es decir un -
rendimiento energético de:

$$\eta = \frac{8,4}{4,2} = 2 \text{ Kg O}_2/\text{Kw h.}$$

aunque sabemos que en la práctica se consigue hasta 2,5.-

Entonces, la potencia necesaria en el eje será:

$$P_{\text{eje}} = \frac{TTS_t}{\eta} = \frac{800}{2} = 400 \text{ Kw}$$

y por consiguiente la densidad de potencia disipada, para --
85.000 habitantes, de:

$$p = \frac{400.000 \text{ w}}{21.250 \text{ m}^3} = 18,8 \text{ w/m}^3.$$

muy apropiada para lograr mezcla completa en reactores de --
circuito orbital.-

El metraje total de cepillo, computado a razón de 8,4 Kg O₂/ --
/m/hora, resulta:

$$l = \frac{800}{8,4} = 96 \text{ m.}$$

que se puede lograr con ocho (8) aireadores de 12 m. cada --
uno en canales de 13,50 m. de ancho, de paredes verticales.-

La potencia en la línea, según los fabricantes, resulta 4,9
Kw/m, o sea que la potencia eléctrica instalada será de:

$$P_{\text{línea}} = 96 \times 4,95 = 475 \text{ Kw}$$

para 85.000 habitantes, que es lo que absorben 8 motores de
75 HP de salida, salvo picos de arranque.-

3.5.- Sedimentadores

Los sedimentadores se dimensionan con carga hidráulica (o --
sea con velocidad ascensional) y con carga másica. Pero para
fijar esos parámetros conviene antes discutir el diseño.-

Si bien como sedimentadores convencionales resultan algo ---
grandes, se estima que no vale la pena ni los riesgos pasar
al sedimentador de fondo plano con barredor a succión. No --
obstante, deben tomarse algunos recaudos tales como:

(*) Este valor figura en folleto de Passavant, Likeside y Ho
lland Water, pero además, el caso de Bariloche fué expresa
mente consultado a nivel de comunicación personal con fa
bricantes europeos de primera línea.-

- Acentuar la profundidad y la pendiente de fondo.
- Adoptar barredores de doble pala para cubrir un radio y medio.
- Evitar corrientes de borde que pueden conducir la nube hasta los vertederos, esto se ha buscado haciendo el canal periférico del lado interior.

Con esas precauciones, se adopta: (ver MyE p.563, tabla 10.7)

- Carga hidráulica (pico sin recirculación)... 0,95 m/h
- Carga másica (pico)..... < 7 Kg/m² hora
- Carga hidráulica s/vertedero simple..... < 9 m³/m hora

Entonces, con criterio hidráulico, para la primer etapa:

$$\text{Sup.nec.} = \frac{2.070}{0,95} = 2.180 \text{ m}^2.$$

Con criterio másico, considerando recirculación media durante todo el día del 100% y concentración $X = 4 \text{ Kg/m}^3$, resulta:

$$\begin{aligned} \text{Sup.nec.} &= \frac{(Q + R) \cdot X}{7} = \frac{(2.070 + 1.380) \cdot 4}{7} = \\ &= 1.971 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Predomina la carga hidráulica. Cada sedimentador requerirá una superficie de 1.090 m². que se logra con un diámetro de 37,25 m.. La carga (pico) sobre el vertedero resulta entonces:

$$\frac{Q_{\text{pico}}}{\text{longitud}} = \frac{2.070}{2 \times \pi \times 37,25} = 8,84 \text{ m}^3/\text{h} \quad m < 9$$

3.6.- Recirculación

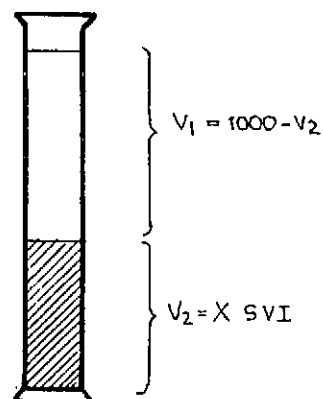
La relación de recirculación

$$r = \frac{Q_{\text{rec.}}}{Q_{\text{medio}}}$$

surge de la simple relación

$$r = \frac{V_2}{V_1} = \frac{X \cdot \text{SVI}}{1.000 - X \cdot \text{SVI}}$$

en la que:



V_1 = volúmen del clarificado en cm^3/l .

V_2 = volúmen de fangos a los 30 minutos, con concentración similar a la que se espera en la tolva del sedimentador.

X = concentración de MS en el líquido mezclado con el - que se hace el ensayo, en gr/l .

SVI = índice de Molhman, o sea dilución en cm^3/gr .

Puede verse, por ejemplo Fair (p.592) o MyE (p.556). En el caso de Bariloche se puede estimar como condición normal de trabajo, $X = 4$ y $\text{SVI} = 125$ con lo que $V_2 = 500$ "r" resulta igual a 1, es decir recirculación del 100%.-

Pero para la capacidad de las bombas y para el perfil hidráulico, es preferible adoptar una situación pésima, que puede ser $X = 4$; $\text{SVI} = 160$ con lo que:

$$r = \frac{4 \times 160}{1.000 - \frac{4}{4} \times 160} = 1,77 \approx 180\%$$

que aplicada al Q_{medio} estacional para 170.000 habitantes daría una capacidad de bombeo completa para los dos módulos de

$$Q_r = \frac{2 \times 33.100 \text{ m}^3/\text{día}}{24} \times 1,8 = 4.965 \text{ m}^3/\text{h}.$$

que se puede conseguir con cuatro (4) bombas arquimédicas de $\phi 1,20 \text{ m.}$, $\alpha = 30^\circ$; $n = 45 \text{ r.p.m.}$ con triple helicoide y motores de 50 HP.-

En condiciones normales se utilizarían solo tres máquinas -- con las que se podría lograr hasta un 135% de recirculación.

Para la primer etapa (85.000 habitantes) solo se instalarían dos (2) máquinas, y entonces con solo una máquina funcionando se lograría una recirculación de:

$$r = \frac{4.965}{4} - \frac{1}{33.100/24} = 90\%$$

todavía muy aceptable en condiciones normales (corresponde - por ejemplo a $X = 4$; $I = 118$ o sino a $I = 100$; $X = 4,73$, muy difícil de llegar). Pero condiciones francamente anormales - no podrán ser afrontadas con total solvencia si una de las máquinas estuviese fuera de servicio.-

3.7.- Desinfección

Aceptando los criterios adoptados por la Provincia (que compartimos) se ha previsto desinfección con hipoclorito de sodio al 8-10%.-

Una dosis razonable para un tiempo de contacto de 30 minutos aplicada a un efluente altamente nitrificado es de 4 p.p.m., lo que representa al día, en régimen estacional:

$$33.100 \text{ m}^3 \times 0,004 \text{ Kg/m}^3 = 132 \text{ Kg/día}$$

de cloro activo, lo que representa al 8%, un volumen diario de:

$$Q_{\text{Hip.}} = \frac{132}{0,08 \times 1.000} = 1,65 \text{ m}^3/\text{día}$$

Si se preve un abastecimiento cada 15 días, se necesitaría un tanque de:

$$V_{15} = 1,65 \times 15 = 25 \text{ m}^3.$$

pero para más seguridad se preveen dos tanques de 25 m³., es decir:

$$V_{30} = 2 \times 25$$

Estos tanques, por su tamaño, se pueden resolver sin dificultad en plástico reforzado con fibras de vidrio contruídos y probados en fábrica.-

La cámara de contacto puede ser dimensionada para una permanencia de 30 minutos durante la primer etapa y 15 durante la segunda. Utilizando el caudal de pico (2.070 m³/h) se tiene entonces:

$$V_{\text{nec.}} = 2.070 \times \frac{30}{60} = 1.035 \text{ m}^3.$$

que se consigue con un recinto de 10 x 25 x 4,00 estando además el volumen del conducto de descarga y lanzamiento.-

Antes de la cámara de contacto, se dispone un Aforador Parshall a resalto, cuyo estudio hidráulico se realiza por separado.-

O B S E R V A C I O N

Justificar con una evaluación económica la adopción de canales como sistema de conducción.-

R E S P U E S T A

En el diseño general de la Planta tiene importancia desde el punto de vista de la arquitectura hidráulica la decisión de realizar los transportes interiores mediante conducción que trabaja a pelo libre o a sección llena.-

Al primer caso se lo asocia con canales y al segundo con cañerías, aunque nada obsta para disponer cañerías a pelo libre y conductos en celda a baja presión.-

La diferencia fundamental entre una solución y la otra es en cuanto al mantenimiento de las velocidades de autolimpieza y facilidades para el acceso, aspectos que favorecen a la solución a pelo libre.-

En Imhoff, por ejemplo, puede leerse "Las conducciones de agua residual interior serán en lo posible a cielo abierto. Se calcularán como secciones rectangulares abiertas según tabla y de modo que la velocidad del agua, ya sin arena, no sea inferior a 0,40 m/seg. para que no se quede fango depositado en el fondo".-

Las razones son evidentes: en canales, tanto las velocidades como las alturas en cabecera son mucho menos sensibles con respecto al caudal, y ante una interrupción total del flujo, los canales se desagotan íntegramente (con velocidades de autolimpieza) mientras que las cañerías a presión quedan sifonadas, es decir llenas de líquido inmovilizado.-

Una dificultad en el uso de los conductos a pelo libre son los condicionamientos que crean en las vías de comunicación interna

de la Planta, lo que implica generalmente problemas de arquitectura más complicados, cuyas soluciones son más o menos felices según el partido que se adopte en cuanto a la implantación general, el perfil hidráulico, la disposición altimétrica de las unidades con respecto al terreno y a la habilidad del proyectista.-

Otra objeción que podría hacerse al uso de canales es la mayor posibilidad de generar olores. Este inconveniente puede atemperarse cubriendo los canales con losetas livianas y removibles. Las pérdidas técnicas no son dignas de tomarse en cuenta frente a las que produce la aireación.-

En cuanto al factor económico entendemos que resulta balanceado una vez terminada la obra, las cañerías enterradas son aparentes, pero no por ello más económicas.-

La prefabricación nos brinda grandes ventajas porque las longitudes no son importantes y las singularidades son frecuentes, - en tanto que por el tamaño de los caños, los equipos de construcción resultan de considerable porte. Sin las ventajas de la economía en obra, el hormigón elaborado "in situ" es más económico:

Cañería Clase 4		Conducto Equivalente
∅ (mm)	U\$S/m	U\$S/m
1.000	376,23	253,87
1.500	805,67	326,94

En suma, habiendo sido desarrollado el proyecto a nivel de arquitectura hidráulica, se halló que la solución mixta, con énfasis en canales de paredes verticales para líquido crudo bombeado, y líquido decantado, resulta la más apropiada al caso.-

A continuación se analiza el costo de las cañerías de hormigón armado de ∅ 1.000 mm. y 1.500 mm., y los conductos equivalentes de 1 metro y 1,65 metros:

- Cañería de ø 1.000 mm. (hormigón armado)

Materiales, precio en fábrica $-\frac{581.845}{5.000}- \times 1 \dots \text{U\$S}$ 116,37

Juntas 1,5 x 3,14 x $-\frac{1}{2,25}- \dots \text{U\$S}$ 2,09

Total materiales..... U\\$S 118,46

Mano de Obra colocación:

5 h/m x $-\frac{589,26 \text{ A/h}}{1.250 \text{ A/U\$S}}- \dots \text{U\$S}$ 2,36

Transporte

0,314 x 2,4 t x 1.000 Km x $-\frac{54 \text{ A/tkm.}}{1.250 \text{ A/U\$S}}- \dots \text{U\$S}$ 32,56

Costo-Costo..... U\\$S 153,38

Incidencia GG, B y GF: 2,45295

Precio del caño de ø 1.000 mm..... U\\$S/ml 376,23

- Cañería de ø 1.500 mm. (hormigón armado)Materiales

Precio del caño 1 x $\frac{1.363.561}{5.000}- \dots \text{U\$S}$ 272,71

Juntas 1,5 x 3,14 x 1,5 x $-\frac{1}{1,50}- \dots \text{U\$S}$ 3,14

Total materiales..... U\\$S 275,85

Mano de Obra

Colocación 8 h/m x $-\frac{589,26 \text{ A/h}}{1.250 \text{ A/U\$S}}- \dots \text{U\$S}$ 3,77

Transporte

0,314 x 1,5 x 2,4 t x 1.000 Km $\frac{54 \text{ A/tKm}}{1.250 \text{ A/U\$S}} \text{ U\$S}$ 48,83

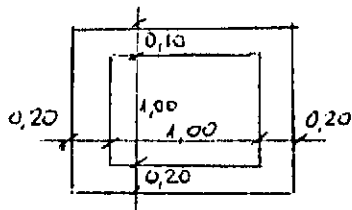
Costo-Costo..... U\\$S 328,45

Incidencia: 2,45295

Precio del caño de ø 1.500 mm..... U\\$S/ml 805,67

- Conducto de 1 metro

Sección rectangular:

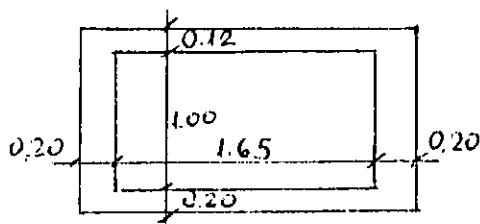


$$\text{Vol. H}^\circ\text{A}^\circ = 1,40 \times 0,30 + 1,00 \times 0,40 =$$

$$= 0,42 + 0,40 = 0,82 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

$$\text{Precio por metro: } \frac{387.000 \text{ A/m}^3}{1.250 \text{ A/U\$S}} \times 0,82 =$$

$$= 253,87 \text{ U\$S/ml}.$$

- Conducto de 1,65 metros

$$\text{Vol. H}^\circ\text{A}^\circ = 2,05 \times 0,32 + 1,00 \times 0,40 =$$

$$= 0,656 \text{ m}^3/\text{m} + 0,40 \text{ m}^3/\text{m} =$$

$$= 1,056 \text{ m}^3/\text{ml}.$$

$$\text{Precio por metro: } \frac{387.000 \text{ A/m}^3}{1.250 \text{ A/U\$S}} \times 1,056 =$$

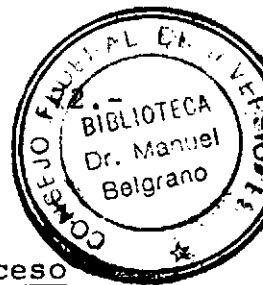
$$= 326,96 \text{ U\$S/ml}.$$

O B S E R V A C I O N

Las subalternativas a desarrollar en el informe correspondiente a sistemas de concentración y disposición del barro (deshidratación, mecánica, concentradores, silos de barros, playas de secado abiertas o cubiertas) deben ser dimensionadas, analizadas y comparadas mediante una evaluación económica.-

R E S P U E S T A

En el presente bloque se agrega el estudio de las subalternativas mencionadas, aumentando el nivel de discusión y referencia bibliográfica, la que en este campo es particularmente dispersa. Se satisfacen asimismo las observaciones particulares realizadas a los Items 3.11; 3.12 y 3.13 del Segundo Informe Parcial "Diseño Básico".-

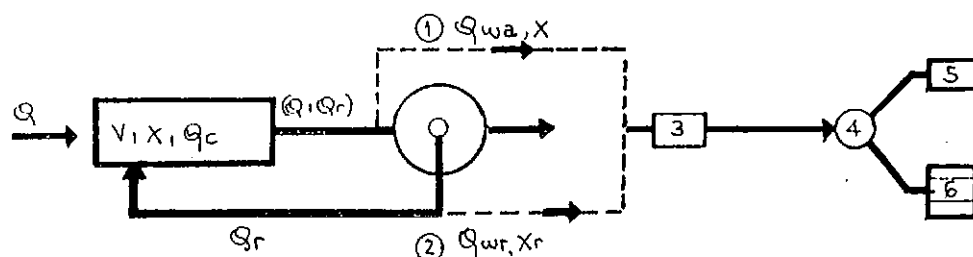


4.- TRATAMIENTO DE LOS BARROS

4.1.- Cantidad y Régimen de Purga de los Barros en Exceso

Básicamente, para el encargado de planta hay dos formas de regular un reactor: por concentración de sólidos en el licor mezclado y por edad del lodo o tiempo de residencia celular.

En el primer caso la purga se hace, en la práctica, por prueba y error (es decir que se purga tanto barro como sea necesario para mantener X Kg MS/m³ en el reactor). Con el método de la edad del lodo la regulación es hidráulica porque consiste en extraer del reactor un volumen diario capaz de vaciarlo en θ_c días. En este caso la purga debe realizarse necesariamente desde el reactor, mientras que en el caso anterior puede hacerse o bien desde el reactor o bien desde la tolva del sedimentador.



- 1 - Lazo de purga con líquido mezclado.
- 2 - Lazo de purga con barro secundario.
- 3 - Estación de bombeo de barros en exceso.
- 4 - Silo de barros o espesador.
- 5 - Deshidratación mecánica.
- 6 - Playas de secado.

El esquema anterior es muy similar al que se consigna en MyE p.557. Es importante hacer notar que es muy poca la implementación que diferencia un método del otro.-

Al método de la edad del lodo se le atribuye la ventaja de ser mucho más confiable desde el punto de vista de los parámetros que gobiernan el proceso y por consiguiente se presta más para una explotación racional o científica, pudiendo in-

cluso extraerse conclusiones importantes a nivel de aporte o investigación, como ser la función

$$I = f(\theta_c)$$

Esto es porque resulta más fácil medir un volúmen diario --- (Q_{wa} x tiempo de bombeo) que apreciar una masa de sólidos totales o de sólidos volátiles ($Q_{wr} \int X dt$).-

Las ventajas de utilizar el lazo 2 es que el volúmen que se bombea es menor, lo cual sugiere un cierto ahorro energético poco digno de consideración, y una menor carga hidráulica sobre el elemento espesador. Pero esos elementos están gobernados por la carga másica, que es igual en ambos casos:

$$\text{Masa Purgada} = -\frac{(XV)}{\theta_c}$$

El caudal Q_{wa} se halla simplemente con:

$$Q_{wa} = -\frac{V}{\theta_c} = -\frac{21.250}{25} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

que es la fórmula 10.6 que puede verse en MyE p.521 y Q_{wr} con la 10.8:

$$Q_{wr} = -\frac{V}{\theta_c} \frac{X}{X_v}$$

En este caso hay que apreciar X_r , o sea la concentración en tolva, la que puede hallarse a partir del IVL:

$$X \text{ (Kg/m}^3\text{)} = -\frac{1.000 \text{ (cm}^3/\text{l)}}{\text{IVL} \text{ (cm}^3/\text{gr)}}-$$

con lo que:

$$Q_{wr} = 850 \cdot \frac{4}{10} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

cuando el IVL sea de 100, 6

$$Q_{wr} = 850 \cdot \frac{4}{6,25} = 544 \text{ m}^3/\text{día}$$

cuando el IVL sea igual a 160.-

Con las mismas bombas que se impulsa Q_{wa} podría impulsarse Q_{wr} a condición de incrementar en un 56%^a el tiempo del turno diario de bombeo, y en ese caso, ni siquiera la carga hidráulica sobre el espesador sería mayor.-

Concretamente, no vemos ninguna razón de peso para prescindir de un recurso muy interesante y proponemos dotar a la planta tanto del lazo 1 como del lazo 2. (ver MyE p.556 "Purga de fangos").-

Para la primer etapa (85.000 habitantes) pueden destinarse 3 bombas, una en stand by, de $Q = 35 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 21 \text{ m.}$, las que en condiciones normales podrían bombear diariamente 2×12 horas con el lazo 1 y $1 \times 9,7$ horas con el lazo 2, entendiéndose que en condiciones normales $IVL = 100$, aunque esto es solo un valor indicativo.-

4.2.- Alternativa: Silo de Barros-Playa

4.2.1.- Generalidades

La práctica del Silo de Barros ha sido habitual en los proyectos alemanes, franceses y holandeses de los años 60 y subsiguientes. Se adapta mucho al proceso de oxidación prolongada, sobre todo cuando el tamaño de la planta impide trabajar en rangos de muy baja carga.-

Por ejemplo, la firma Passavant propone como "sistema", esquemas de tratamiento que sin contar con Silo de Barros ("Schlammsilo") trabaja con cargas máxicas de $0,05 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg SST/día}$ y cargas volúmicas de entre $0,15$ y $0,20 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{día}$. Pero a partir de esos esquemas, llamados "A" y "D" y categorizados como "zanja de oxidación", propone otros que denomina "zanja activada" y "cuba activada" ("Belebungsgraben" y "Belebungsbecken"). Estos últimos están todos dotados de Silo de Barros y trabajan con carga máxica de hasta $0,10 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg SST/día}$ y carga volúmica desde $0,25 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{día}$.

Para la planta de Bariloche se ha seleccionado un punto de funcionamiento caracterizado (a plena carga) por una carga máxica de $0,06 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg SST/día}$ y carga volúmica de $0,24 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{día}$. Es decir en una zona intermedia que haría aconsejable la adopción de esa unidad, máxime cuando se pretende un buen rendimiento de las playas de secado.-

Otra referencia a nivel de ingeniería práctica son las publicaciones de la "Societe d'Etude des Procédés Purator E.P.A.P."

licenciataria en Francia del proceso patentado como "Chenal - Ouvert" o sea la zanja holandesa del Dr. Passver, algunos de cuyos contenidos transcribimos a continuación:

"Según se trate de canal de tipo "Normal", "Semi Activado" o "Activado", tendremos:

Materia seca por litro..... 4 gr a 5 gr.

Tiempo de residencia del barro en el canal..... 40 días a 16 días

Observando entonces que en el caso de "Canal Normal" los barroes permanecen 40 días. Obtenemos entonces -- un barro completamente mineralizado que podrá ser enviado directamente a los lechos de secado, pero estos barroes, simplemente decantados, necesitarán, debido a su humedad, una superficie de secado de 1 m². para 10 habitantes.-

En el "Canal Activado", los barroes no permanecerán -- más de 16 días en el canal y deberán terminar su mineralización en un Silo de Barroes donde ellos consumirán el oxígeno de sus aguas de dilución y no necesitarán más que una superficie de 1 m² para 20 habitantes.-

Insistimos en el hecho de que la permanencia del barro de un Canal Activado en el Silo de Barroes es un fenómeno esencialmente aeróbico que no produce desgasificación de olor pútrido".-

Es decir que a la luz de esos criterios, el Silo de Barroes -- trabaja como un espesador a gravedad que ahorra hasta el 50% de playas de secado.-

Parecidas conclusiones fueron halladas por Hazeltine en 1951 (Measurement of Sludge Drying Bed Performance, Sew and Ind. - Wastes, 23,9,1065) que propuso la expresión

$$Y = 0,96 \quad X - 1,75$$

en la que "Y" es la carga de sólido sobre la playa en libras por pié cuadrado cada 30 días y "X" es la concentración de -- sólidos por ciento. De acuerdo a esto, con barroes con un contenido de 100 Kg/m³ (10%) las playas aceptarían cargas 2,5 -- veces más grandes que con barroes de 50 Kg/m³.-

En 1971, Randall, Turpin y King (Activated Sludge Dewatering JWPCF vol. 43 n°1) constataron que a partir del 2% de contenido de sólidos, la retención de agua por unidad de masa sólida decrece con la concentración. En ese artículo se vierte la siguiente opinión:

"Con respecto al manipuleo de barro, es interesante hacer notar que, a pesar de que varios métodos mecánicos son disponibles, muchas (72%) de las plantas de tratamiento de U.S., excepto las que sirven a grandes comunidades, utilizan lechos de secado. Recientes estudios del Distrito Sanitario Metropolitano del Gran Chicago sugirió que la deshidratación y secado a gravedad puede ser económicamente ventajoso aún para grandes áreas metropolitanas -- (Dalton, JWPCF, 40, 1968)".-

Muchas plantas pueden ser citadas como ejemplo de la afirmación hecha por Dalton en 1968. vg. la segunda etapa de la Estación de Achères (París) cuyos lechos de secado cubren 20 Ha y están mecanizados con puentes motorizados, una curiosa combinación de tecnologías de distinto nivel. Algunas particularidades de nuestro diseño para Bariloche han sido inspiradas por la solución para la planta de Caramillo Ventura -- County, EEUU, cuya playa de secado, que deberá recibir 7.300 Kg/día (año 2000) tiene una superficie de 11.600 m². (ver -- JWPCF 53,9,1981).-

En suma, atribuimos a esta alternativa las siguientes ventajas:

- Tanto el Silo de Barros como la Playa de Secado o Lecho -- Filtrante son de tecnología blanda, como es de desear en un lugar como Bariloche a los efectos de conseguir fiabilidad.-
- Ambas soluciones, asociadas al proceso de oxidación prolongada, se complementan y potencian, dando como resultado -- instalaciones de tamaño razonable.-
- El Silo de Barros provee al barro de un potencial hidráulico o altura de presión que facilita enormemente su extracción y distribución, sin necesidad de bombeo. El único bom

beo se realiza con líquido mezclado o con fangos decantados, es decir antes de espesamiento, con bombas comunes.-

- El Silo de Barros provee a la planta de una capacidad de almacenamiento muy conveniente en tiempo lluvioso y permite el llenado de las playas en una sola operación. Los caudales ascendentes (recirculación o retorno) colaboran para calentar el Silo de Barros sin aislación ni dispositivos especiales.-

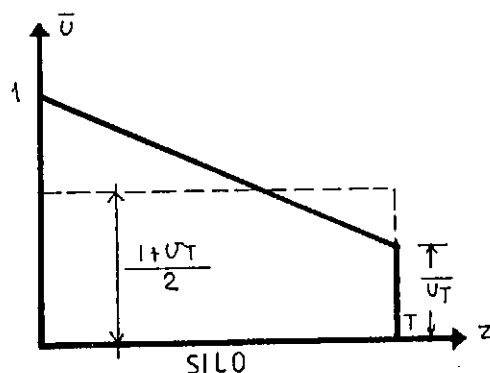
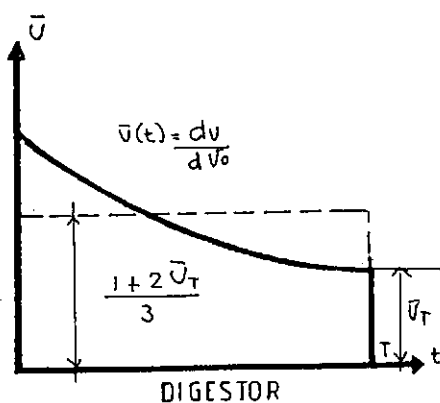
4.2.2.- Silo de Barros

Como criterio de cálculo, lo usual es dimensionar el Silo para un período de retención de sólidos de entre 20 y 30 días sobre la base de una concentración variable. La formulación es similar a la utilizada para digestores estratificados, pero con otra cinética.-

En régimen permanente, en un intervalo "dt" ingresará al Silo un volumen de barro (materias seca + agua intersticial) igual a:

$$d(\text{vol.fresco}) = dV_o = Q_f dt$$

Ese volumen dV_o , con el tiempo se va reduciendo. En el caso del digestor, se reduce debido a dos razones: el espesamiento (o sea la separación de agua intersticial) y la destrucción de los sólidos por gasificación. En el caso del Silo de Barros predomina el espesamiento, que en la fase avanzada se transforma en compactación. La marcha de ese volumen, referido al volumen primitivo en el momento del ingreso ($t = 0$) se representa en ambos casos:



Al cabo de un tiempo "T", el volúmen ingresante $Q_f dt$ sale como:

$$Q_e dt = \bar{v}_T Q_f dt \quad (f = \text{fresco}, e = \text{espeso})$$

Como el interior de la unidad está lleno de volúmenes en distinto estado de maduración,

$$V = \int_0^T v(t) Q_f dt - Q_f \int_0^T \bar{v}(t) dt$$

En el caso del digestor, es habitual tomar

$$\int_0^T \bar{v} dt = \frac{2 v_T + 1}{3} T$$

y teniendo en cuenta que

$$\bar{v}_T = \frac{Q_e}{Q_f}$$

ello conduce a:

$$V = Q_f \frac{2 \frac{Q_e}{Q_f} + 1}{3} T$$

o bien:

$$V = \frac{2 Q_e + Q_f}{3} T$$

que es la fórmula que puede verse, por ejemplo, en MyE p.679 ó en Fair p.654.-

En el caso del Silo, es habitual tomar

$$\int_0^T \bar{v} dt = \frac{1 + v_T}{2} T$$

y en ese caso

$$V = \frac{Q_e + Q_f}{2} T$$

que es como se calcula, por ejemplo, en el "Projet d'essainissement général, Commune d'Ostheim", mayo 1966.-

El método de "tiempo de residencia" que acabamos de transcribir tiene la dificultad de requerir una apreciación del caudal espesado, o sea de la concentración que cabe esperar a la salida -- del elemento estratificado.-

En la práctica, hemos visto que la concentración está gobernada por la facilidad en el manipuleo posterior, ya que con el simple expediente de purgar más asiduamente, el operador puede --- fluidificar el barro a extraer a costa de su permanencia. Pero como criterio de diseño hay que apreciar la máxima concentración, que debe ser compatible con el período de residencia adoptado (20 días) y con la forma de distribución posterior.-

Algunos valores orientativos son los siguientes:

Fuente	Origen del Barro	% de MS	Kg/m3
MyE, p.640	Primario + Activado espesado por gravedad	3-10	30-100
	Primario + Humus de f.percolador, espesado por gravedad	4-10	40-100
	Centrifugado sin productos -- químicos	10-30	100-300
Imhoff, p.173	Fango mixto digerido en digestor:		
	. de baja carga	7	70
	. de alta carga	10	100
MTAD, p.444	Decantación + fango activado fresco espesado	6	60

Experiencias propias obtenidas en las plantas depuradoras de -- Arrecifes, Verónica y San Miguel, en la Provincia de Buenos Aires, todas de oxidación prolongada con Silos de Barros, señalan valores frecuentes de hasta 15%, con permanencias de 25 días. -- Con estos valores es de prever inconvenientes en la distribu--- ción. Por razones de diseño que más adelante se comentan, se ha optado por dos unidades iguales en serie. Se adopta entonces para la primera una permanencia de 5 días, con una concentración de sólidos del 4% y para la segunda, una permanencia de 20 días con una concentración de sólidos del 8%.-

Verificando para volúmenes de 1.200 m3 cada uno, se tiene que:

Caudal másico para $\theta_c = 25$ días =

$$= \frac{\text{Biomasa}}{\theta_c} = \frac{\text{Volumen reactor} \times X}{\theta_c} = \frac{21.250 \text{ m}^3 \times 4 \text{ Kg/m}^3}{25} =$$

$$= 3.400 \text{ Kg MS/día}$$

Caudal volúmico de ingreso $Q_f = \frac{\text{Caudal másico}}{\text{Concentración}} =$

$$= \frac{3.400 \text{ Kg MS/día}}{10 \text{ Kg MS/día}} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal volúmico del primer espesado:

$$Q'_e = \frac{\text{caudal másico}}{\text{concentración 1er. Silo}} = \frac{3.400}{40} = 85 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal volúmico del segundo espesado:

$$Q''_e = \frac{\text{caudal másico}}{\text{concentración 2do. Silo}} = \frac{3.400}{80} = 42,5 \text{ m}^3/\text{día}$$

El tiempo de residencia en el primer Silo resulta:

$$T' = \frac{1.200 \text{ m}^3}{\frac{340 + 85}{2} \text{ m}^3/\text{día}} = 5,6 \text{ días}$$

y en el segundo:

$$T'' = \frac{1.200}{\frac{85 + 42,5}{2}} = 18,82 \text{ días}$$

En total: $T = 5,6 + 18,8 = 24,4$ días

Si en cambio se enviase a Silo el líquido mezclado, el caudal volúmico de ingreso sería:

$$Q_f = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{4 \text{ Kg/m}^3} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

en tanto que la concentración del espesado en el primer Silo podría en ese caso apreciarse en 30 Kg/m³., y en ese caso

$$Q'_e = \frac{3.400}{30} = 113 \text{ m}^3/\text{día}$$

entonces:

$$T' = \frac{1.200}{\frac{850 + 113}{2}} = 2,5 \text{ días}$$

y en el segundo Silo:

$$T'' = \frac{1.200}{\frac{113 + 42,5}{2}} = 15,4 \text{ días}$$

que totalizan una permanencia de:

$$T = 2,5 + 15,4 = 17,9 \text{ días}$$

en lugar de 25, también muy aceptable como maniobra operativa.-

Otra verificación que puede hacerse es la del Silo de Barreros como sedimentador, ya que, sobre todo cuando se purga con líquido mezclado del reactor, la velocidad de asentamiento debe ser mayor que la velocidad ascensional o carga hidráulica superficial.-

Aceptando un factor de pico de 2 para el caudal de purga medio, el mismo sería de:

$$\frac{2 \times 21.250 \text{ m}^3}{25} = 2 \times 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

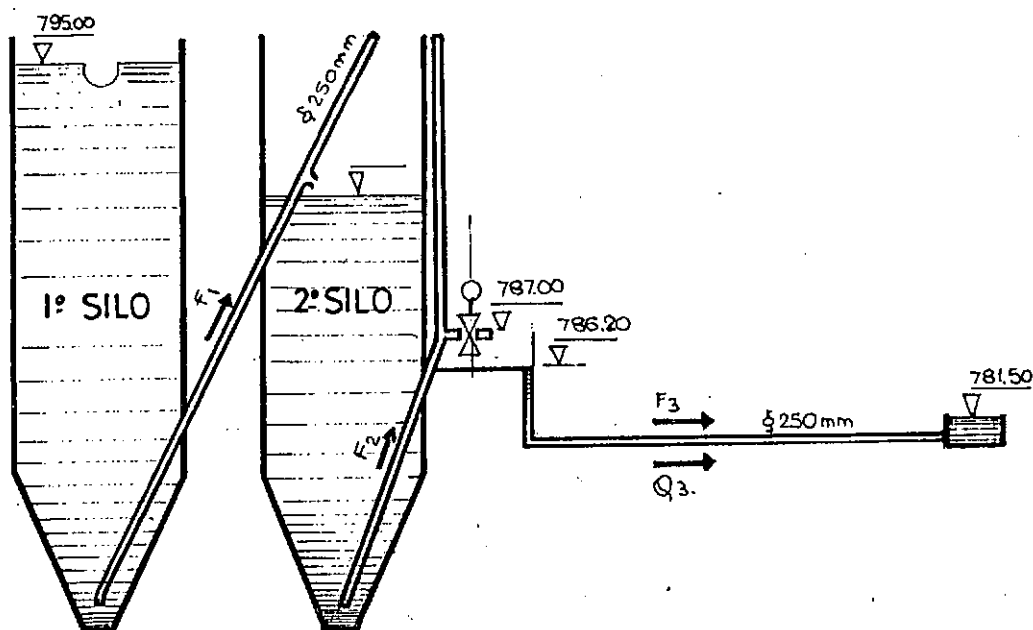
y la carga hidráulica superficial, para un ϕ de 9 m.

$$Q_{\text{sup.}} = \frac{2 \times 850}{\frac{\pi \times 9^2}{4}} = 26,7 \text{ m/día}$$

siendo que para espesadores se puede utilizar hasta 33 m/día (WPCF, p.456).-

La ausencia del mecanismo barredor y homogeneizador, así como el tiempo de permanencia y otras razones nos hizo inclinarnos por un diseño en dos etapas, de marcada relación altura/diámetro, con el que se logra acentuar los efectos de flujo pistón, compactación y buena presión para la purga.-

La seguridad contra atascamiento se muestra en el siguiente esquema, en el que se plantea una situación extrema.



$$\text{Fuerza desobstructora} = \frac{\pi D^2}{4} (\text{cm}) \frac{\Delta H (\text{m})}{10}$$

$$F_1 = \frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{795 - 791}{10} = 196 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = \frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{791 - 787}{10} = 196 \text{ Kg.}$$

$$F_3 = \frac{\pi \times 25^2}{4} \frac{786,20 - 781,50}{10} = 230 \text{ Kg}$$

Cálculo de Q_3

$$j = \frac{786,20 - 781,50}{(5,20 + 38,00)} = 0,109$$

$$j_{\text{equiv. agua}} = \frac{0,109}{4} = 0.02725$$

$$\phi = 250 \text{ mm.}$$

$$Q_3 = 520 \text{ m}^3/\text{h} = 144 \text{ l/seg.}$$

$$v = 3 \text{ m/seg.}$$

La implementación de las unidades contempla:

- Cañerías de transferencia y purga de diámetro ϕ 250 mm., - con bocas de acceso para desobstrucción.-
- Vertedero diametral de 18 m. de lámina vertiente que corresponde a un caudal unitario de 2 m³/h por metro lineal.
- Cámara de carga de los líquidos frescos purgados con posibilidad de derivar una porción de los mismos a la unidad de segunda etapa a los efectos de evitar congelamiento de la superficie, y arrastre de sobrenadante.-
- Plataforma de maniobra de purga sobreelevada, con una amplia perspectiva sobre las playas de secado.-
- Dispositivo para diluir la concentración de los barros purgados si la misma, ocasionalmente, resultase excesiva para el transporte a playa.-

4.2.3.- Playas de Secado

Antecedentes

Como se dijo más arriba, la asociación Silo de Barros-Playas de Secado resulta atractiva. Se investigará, además, las playas de secado cubiertas.-

En las fuentes más confiables, se puede encontrar múltiples referencias y parámetros típicos correspondientes a diversos criterios (superficie per cápita, carga másica superficial, carga volúmica superficial, número de vuelcos por año, etc.) Los métodos "racionales" en general no han prosperado en este campo, pese a algunos meritorios intentos (Randall and Koch, Jennett and Santry, Nebikert et al, Swanwick, etc.) Antes de pasar al dimensionado haremos una reseña de las fuentes utilizadas:

En Parker, p.201

$$\text{Hazeltine: } Y \text{ (lb MS/pié}^2 \text{ mes)} = 0,96 \times (\% \text{ MS}) = - 1,75$$

que transcripta a unidades del sistema SI, resulta:

$$Y \text{ (Kg MS/m}^2\text{año)} = 56,93 \times (\%) - 103,8$$

"A groso modo, calcular a razón de 0,30 pié² por habitante para playas descubiertas en el sudoeste, ó --- 0,20 pié² por habitante en el sudeste; y a razón de 0,5 pié cuadrado por habitante para playas cubiertas con vidrio en las otras partes de USA continental, excluyendo Alaska.-

Estos valores están del lado generoso en muchas instancias, pero ellos han sido aconsejables o prudentes".-

En WPCF , p.486

Para barros primarios y humus digerido

- en playas abiertas 1,25 á 1,75 pié²/habitante
- en playas cubiertas 1,00 á 1,25 pié²/habitante

"Con playas cubiertas con vidrio se obtiene un gran número de secados por año debido a la protección contra la lluvia y la nieve.-

Con una combinación de playas abiertas y cubiertas se logra la máxima utilización. Playas abiertas pueden evaporar la torta más rápidamente que las cubiertas bajo condiciones climáticas favorables".-

En MTAD, p.486

Pueden tomarse los rendimientos de producción siguientes, sobre lechos tradicionales bien drenados (instalados en zonas mediterráneas):

Fangos digeridos	0,4 á 0,6 Kg MS/m ² /día
Fangos estabilizados	0,3 á 0,5 Kg MS/m ² /día

Reducidos al año, la carga de fangos aconsejada por MTAD es de:

Fangos digeridos	146 á 220 Kg/m ² /año
Fangos estabilizados	109 á 182 Kg/m ² /año

Clima

Antes de proceder a la elección del criterio de diseño con-- vendrá estudiar las características del clima en la Planta - Depuradora, el que se puede asimilar al de la zona del Aero- puerto, consignado en "Estadísticas Climatológicas" del Ser- vicios Meteorológico Nacional. Para la década 1951-1960, se tiene:

	Julio	Enero	Media
Temperatura media	2,3	14,5	8,3 °C
Temperatura mínima media	-1,1	6,7	2,3 °C
Temperatura máxima media	6,6	21,2	14,4 °C
Humedad relativa media	82	60	71 %
Precipitación media	143	37	717 mm.
Días con heladas	17	2	103

Para la década 1951-1950, se tiene:

	Julio	Enero	Media
Temperatura media	2,6	14,7	8,3 °C
Temperatura mínima media	-0,6	8,4	3,5 °C
Temperatura máxima media	5,9	21,6	13,4 °C
Humedad relativa media	81	58	69 %
Precipitación media	173,4	25,6	1081 mm
Días con heladas	17,7	0,1	81,5

Estos valores están indicando un clima más bien moderado, al go lluvioso pero seco, muy diferente del que es dable espe- rar en otros lugares del mismo lago, como por ejemplo:

Puerto Blest (17 años).....	2.893 mm.
Puerto Anchorená, Isla Viet. (24 años).....	1.751 mm.
Aeropuerto (70 años).....	1.066 mm.

Además, el 90% de los días hay vientos.-

Producción Anual de Barros

Si bien la población nominal de la Planta es de 85.000 habi- tantes, ese número cubre la población turística conectada, - la que no permanece todo el año.-

Por otra parte, la propia Planta tiene una considerable capacidad de retención de barros, esto es que puede funcionar períodos extensos sin purgar. Por ejemplo, para elevar el tenor de sólidos de 3 a 4 Kg/m³ se requerirán más de 10 días, para colmar los Silos de Barros más de 15 días y para llenar la mitad de la playas más de 30 días.-

Esto hace que en invierno, la peor estación, resulte excesivo adoptar la capacidad nominal como estado de carga permanente. El ciclo turístico del verano, en cambio, es más extendido, y por ello la hipótesis de los 85.000 habitantes permanentes está más cerca de la realidad, pero en mejores condiciones climáticas para la deshidratación del barro en playas de secado.-

La producción en esas condiciones resulta:

Caudal másico.....= 3.400 Kg MS/día

Caudal volúmico.....= $\frac{3.400}{80} \cdot \frac{\text{Kg/día}}{\text{Kg/m}^3} = 42,5 \text{ m}^3/\text{día}$

Población equivalente.....= 85.000 habitantes

Dimensionado de Playas

Sopesando los factores a favor tales como:

- silos en serie de considerable altura,
- clima seco en verano,
- sobrecarga turística breve en invierno,
- capacidad de retención en invierno,

con los factores en contra, tales como:

- heladas nocturnas de junio a setiembre,
- lluvias frecuentes de mayo a agosto.

Se adopta como carga másica anual para playas abiertas el valor de 220 Kg/m²/año y como superficie específica 0,066 m²/año o 15 habitantes por m².-

Para playas cubiertas, siguiendo a Parker, se adopta 0,5 pié² o sea 0,0464 m²/habitante ó 21,5 habitante por m² lo que se

corresponde con una carga anual de 315 Kg/m²/año.-

Entonces:

a) Playas abiertas

$$\text{Superficie (m}^2\text{)} = \frac{\text{Producción Anual Kg/año}}{\text{Carga Específica Kg/m}^2\text{/año}} =$$

$$= \frac{3.400 \times 365}{220} = 5.640 \text{ m}^2$$

y como parámetro de control:

$$\frac{85.000 \text{ hab.}}{5.640 \text{ m}^2} = 15 \text{ hab./m}^2.$$

$$\text{N}^\circ \text{ de llenados anuales} = \frac{\text{Volumen Anual/Superficie}}{\text{Altura de cada Llenado}} =$$

$$= \frac{42,5 \text{ m}^3/\text{día} \times 365 \text{ días/año}}{5.640 \text{ m}^2 \times 0,30 \text{ m/llenado}} = 9,1 \text{ llenado/año}$$

b) Playas Cubiertas

$$\text{Superficie} = \frac{3.400 \times 365}{315} = 3.940 \text{ m}^2.$$

$$\frac{85.000}{3.940} = 21,5 \text{ hab/m}^2.$$

$$\frac{42,5 \times 365}{3.940 \times 0,30} = 13,1 \text{ llenados/año.}$$

4.3.- Alternativa: Espesador-Filtro Banda

4.3.1.- Generalidades

El espesador se diferencia del Silo de Barros en su menor -- permanencia y menor altura, por lo que no se puede esperar -- alta compactación. En cambio, generalmente se mecaniza el barrido, lo cual permite menor pendiente de fondo y mayor relación diámetro/altura.-

Teóricamente, el espesado ofrece mayor seguridad contra la -- anaerobiosis, es decir contra los olores ofensivos. Sin embargo, con temperaturas como las de Bariloche, entendemos --

que esa ventaja del espesador no es digna de tenerse en consideración. Prueba de ello es que en invierno es frecuente trabajar con un volúmen de barro en el espesador, veinte veces más grande que el volúmen de extracción diario y ello -- conduce a tiempos de residencia del mismo orden de los que se utiliza en el Silo de Barros (MyE, p.665).-

Al equipo barredor se lo implementa con una reja rotativa -- (Pickets) que tiene por función favorecer la separación de gases y homogeneizar el barro.-

Las proporciones típicas del espesador son (WPCF, p.455)

Diámetro..... < 24 m.
 Profundidad..... 3 á 3,70 m.
 Pendiente de fondo..... 2:12 á 3:12

En esa misma fuente se indica que si fuese necesario corregir olores o condiciones sépticas causadas por operaciones o diseños inapropiados, la aplicación de cloro debe ser considerada, habiendo sido encontrada efectivas concentraciones de 1 mg/l de cloro residual en el sobrenadante. Empero, repetimos, consideramos que ese riesgo no existe en Bariloche.-

"Los espesadores son usados previos a los procesos de deshidratación siguientes para reducir la carga volúmica sobre esas unidades y para incrementar la eficiencia de los equipos de deshidratación" (WPCF, p. 455).-

La asociación espesador-deshidrtación mecánica es tradicional y por esa razón no merece mayor discusión. Como elemento de deshidrtación mecánica el más indicado para Bariloche parece ser el filtro banda, el que ha ganado mucho mercado en el país y tiene oferta interna.-

Esta alternativa representa frente a la anterior, un considerable ahorro de primera inversión, a la vez que una variante de mayor nivel tecnológico que requerirá uso de superfloculadores químicos o plímeros orgánicos de síntesis (polielectrolitos). En el mismo sentido se debe computar el mantenimiento de las máquinas y la reposición de las telas.-

4.3.2.- Espesador

Como criterio de dimensionado, el más acreditado es el de la carga másica superficial, y como parámetro de control la carga hidráulica superficial o la relación $v_{\text{barros}}/\text{caudal volúmico de purga}$, de la que se habló antes.-

En WPCF se aconseja:

$$q_{\text{másico}}^* = 4 \text{ lb/día/pié}^2 = 19,5 \text{ Kg/día/m}^2.$$

$$q_{\text{vol}} = 16 \text{ á } 33 \text{ m}^3/\text{día/m}^2.$$

$$C_e = \text{concentración espesado} = 1,75 + \frac{100}{\text{SVI}} = 2,75 \%$$

En MyE, p.664:

$$q_m = 20 \text{ á } 40 \text{ Kg/m}^2/\text{día}$$

$$q_v = 16 \text{ á } 36 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$C_e = 2,5 \text{ á } 3,3\% \text{ ó } 25 \text{ á } 33 \text{ Kg/m}^3.$$

$$\frac{v_b}{Q_e} = 20 \text{ días}$$

En MTAD, p.462:

$$q_m = 25 \text{ á } 30 \text{ Kg MS/m}^2/\text{día}$$

$$q_v = 1 \text{ m/h} = 24 \text{ m/día}$$

$$C_e = 25 \text{ á } 30 \text{ Kg MS/m}^3$$

Teniendo en cuenta entonces que:

$$\text{Caudal másico} = 3.400 \text{ Kg MS/día}$$

Caudal volúmico:

$$\cdot \text{ c/líq. mezclado} = 850 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\cdot \text{ c/barro decantado} = 340 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\cdot \text{ factor de pico} = 2$$

Resulta:

$$\text{Superficie} = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{30 \text{ Kg/m}^2/\text{día}} = 113 \text{ m}^2.$$

$$\text{Altura} = 4,00 \text{ m.}$$

* Tabla 25-II, para "Activated, air biomass".

Diámetro = 12 m.

Volúmen = 452 m³.

Parámetro de control

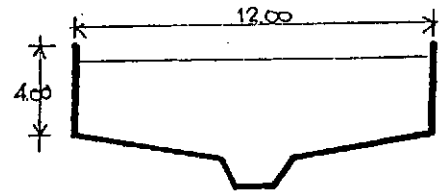
$$q_v = \frac{2 \times 850 \text{ m}^3/\text{día}}{113 \text{ m}^2} = 15 \text{ m/día (c/líquido mezclado)}$$

$$q_v = \frac{2 \times 340}{113} = 6 \text{ m/día (c/barro decantado)}$$

$$C_e = 2,75 \% = 27,5 \text{ Kg/m}^3.$$

$$\text{Caudal espesado } Q_e = \frac{3 \cdot 400}{27,5} = 123 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{cociente } v_b/Q_e = \frac{450}{123} = 3,6 \text{ días}$$



4.3.3.- Filtro Banda

Si bien los filtros banda se han perfeccionado mucho en los últimos años, no hay todavía un criterio consagrado para su dimensionamiento, debido quizá a la gran dispersión de valores que en la práctica se observa.-

Los barros provenientes de la oxidación prolongada son típicamente hidrófilos, por lo que la operación de filtrado se hace más difícil en relación con otros barros hidrófobos. - Por ello se requiere uso de polielectrolitos.-

El rendimiento del filtro se expresa como kilogramo de materia seca (MS) por metro de ancho de la banda y por hora.-

Otros parámetros del filtro son: concentración mínima del barro ingresante, concentración de la torta, consumo de polímero por tonelada de MS y consumo de energía por tonelada de MS.-

En el MTAD, p.500 se lee, para barros de aguas residuales urbanas tratadas mediante aeración prolongada o estabilización aeróbica:

Rendimiento = 80 á 150 Kg MS/m/h

Concentración = 1,5 á 3,5 % = 15 á 35 Kg/m³.

Sequedad de la torta = 15 á 25 %

Consumo eléctrico = 5 á 20 Kw h/tn MS

Consumo de polímeo anhidro = 2 á 5 Kg/t MS

Adoptaremos un rendimiento de 150 Kg/m/h para un turno de funcionamiento diario de 12 horas y una reserva igual o mayor del 50 %.

Entonces, para 85.000 habitantes:

$$\text{Ancho de banda} = \frac{3.400 \text{ Kg/día}}{150 \text{ Kg/m/h} \times 12 \text{ h/día}} = 1,88 \text{ m.}$$

Se adoptan dos (2) máquinas de 2 m. de ancho, que de acuerdo con la literatura comercial que disponemos, podría tener las siguientes características:

Longitud.....	4,50 m.
Ancho.....	3,15 m.
Alto.....	1,17 m.
Peso.....	5,4 tn.
Area filtrante.....	17,1 m ² .
Motor.....	2,2 Kw.
Caudal de ingreso.....	8,2 m ³ /h.

El consumo de polielectrolito anhidro alcanzaría a:

$$5 \times 3,4 = 17 \text{ Kg/día}$$

4.4.- Pérdida de Carga en Cañerías de Barros

Todos los autores coinciden en aconsejar criterios prácticos dada la amplia dispersión de los valores. Los barros espesados tienen propiedades plástico-tiseotrópicas, esto es que para iniciar el movimiento requieren un umbral de presión y una vez iniciado su viscosidad decae con la agitación. El escurrimiento se mantiene laminar hasta velocidades de 1,40 m/seg. y superiores, superadas las cuales pueden apreciarse -- las pérdidas de carga mediante un factor de mayoración con respecto a lo que serían las pérdidas en el agua.-

Para el diseño utilizaremos estos conceptos y el método de cálculo propuesto por MyE, p.650:

"En régimen turbulento, las pérdidas de carga de un fango bien digerido pueden variar entre 2 y 3 veces las correspondientes al agua. Para fangos primarios espesados pueden ser considerablemente mayores. El factor de mayoración puede obtenerse de la figura 11.6".-

La figura 11.6 da para fangos digeridos con el 2% de sólidos un valor $K = 1,1$, con el 8%, $K = 2,4$ y con el 10%, $K = 3,7$.-

Considerando los siguientes factores a favor:

- Diseño con buena presión de desobstrucción.
- Diámetros > mm.
- Origen aeróbico de los barros

y como factores negativos:

- Bajas temperaturas
- Posibilidad de gestión incorrecta.

adoptaremos $K = 4$ para fangos espesados y $K = 1,5$ para fangos decantados.-

4.5.- Evaluación Económica de Subalternativas para el Tratamiento de los Barros

Siendo que no todas las alternativas de tratamiento de barros desarrollada presentan los mismos costos de funcionamiento, se ha elegido para su comparación el método del valor presente.-

Se requiere por consiguiente, apreciar un interés de oportunidad, el que para la Provincia de Río Negro se ha fijado en el 12%. Definiendo entonces el factor de actualización

$$F = \frac{1}{1 + i} = \frac{1}{1,12} = 0,89285$$

resulta:

$$VP = V_0 + a \frac{1 - F^n}{i}$$

$$VP = V_0 + 8,055 \times a$$

Siendo:

V_0 = valor de la primer inversión

a = costo anual de funcionamiento

VP = valor presente, como combinación de los otros dos

n = período del proyecto = 30 años

Los elementos del sistema se desagregaron de la siguiente manera:

- Playas abiertas (PA)
- Playas cubiertas (PC)
- Silo de barros (SB)
- Espesador (ES)
- Filtros banda (FB)

Calculando por separado los costos de primera inversión y los costos de funcionamiento anuales.-

El valor de los equipos se calculó sobre la base de datos suministrados por el fabricante, y el de las obras civiles con los precios básicos ya analizados, siendo los resultados mostrados en dólares estadounidenses, aplicado, cuando fuese del caso, el cambio único promedio.-

Además de las subalternativas ya planteadas y desarrolladas, el fácil generar otras como combinación de las anteriores, a saber:

$SB + \frac{PA}{2} + \frac{PC}{2}$ = Significa que a continuación del Silo de Barros planteados Según 4 se dispondrán 2.820 m². de playas abiertas y 1.970 m². de playas cubiertas.

Aplicando los criterios expuestos en el apartado 4, todas estas subalternativas son equivalentes en cuanto a su rendimiento, si bien siempre caben consideraciones de otro tipo.-

Los respectivos cálculos y presupuestos se hallan desarrollados en el Anexo correspondiente, mostrándose a continuación

los resultados en forma sumaria.

Elemento	Descripción	Costo de 1ra. Inversión		Costo de Funcionamiento U\$S/Año
		Obra Civil U\$S	Equipos U\$S	
PA	5.640 m2 de playa abierta	157.920	25.000	5.170
PC	3.940 m2 de playa cubierta	364.578	25.000	5.170
SB	Silo de Barros	209.600	40.000	2.000
ES	Espesador Mecanizado	99.605	134.912	5.000
FB	Dos filtros Banda	107.980	380.207	27.474

En el siguiente cuadro se formula la combinatoria de cada sistema calculándose el valor presente de cada una.

Formulación de Subalternativa	V ₀ Costo de 1ra. Inversión U\$S	a Costo de Funcionamiento U\$S	VP Valor Presente U\$S
SB + PA	432.520	7.170	490.275
SB + PC	639.178	7.170	696.934
SB + $\frac{PA}{2}$ + $\frac{PC}{2}$	535.849	7.170	593.604
ES + FB	722.704	32.474	984.288

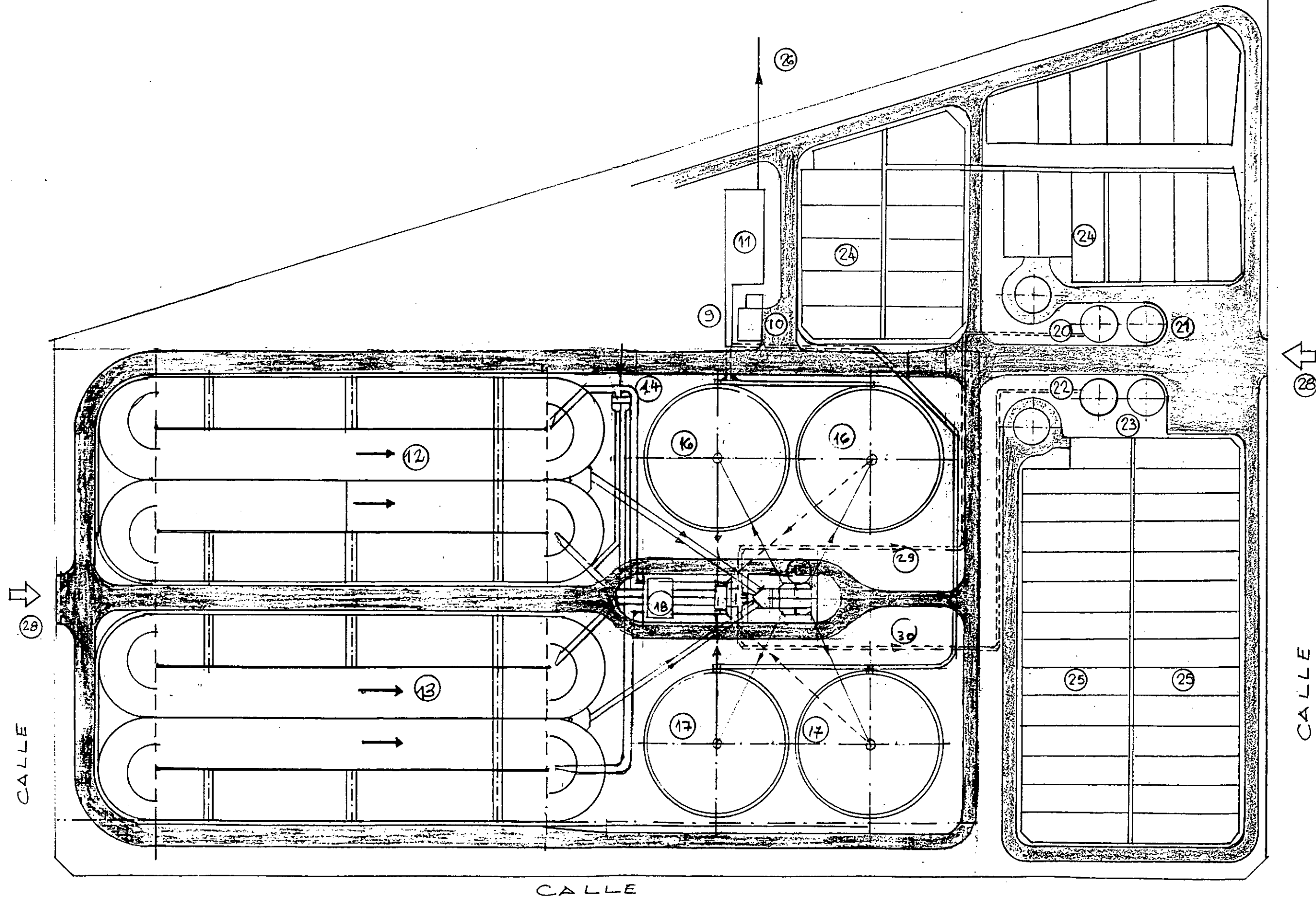
Ejemplo: $432.520 + 8,055 \times 7.170 = 490.275$

CONCLUSION:

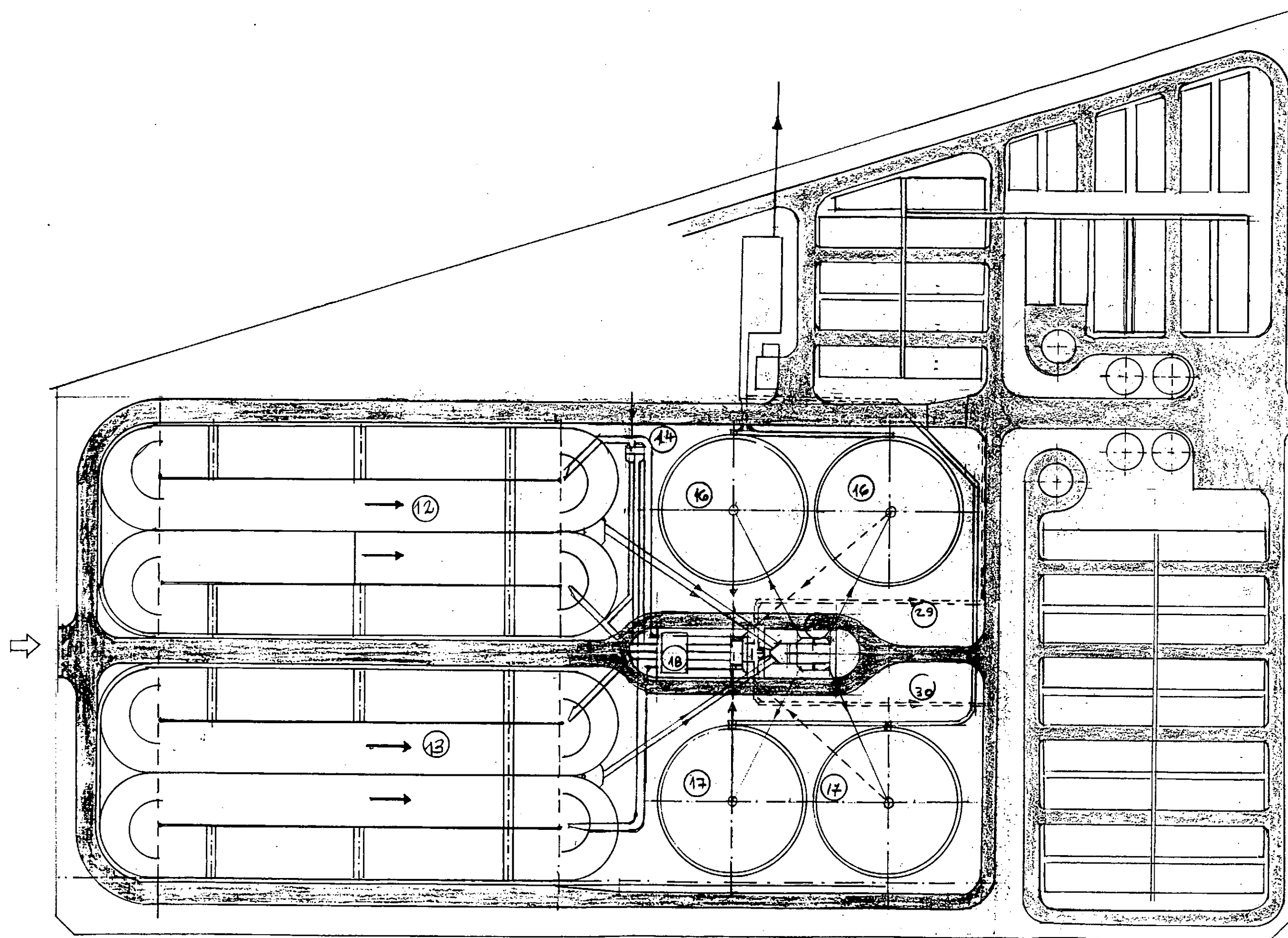
De acuerdo a los criterios adoptados, resulta gananciosa la Subalternativa consistente en Silo de Barros y Playas Abiertas. No obstante, si se prefiriese el criterio de Playas Cubiertas, podría adoptarse la solución mixta, lo cual significaría un encarecimiento de 100.000 U\$S, todavía disimulable con

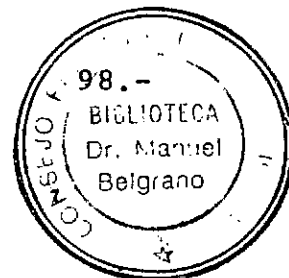
respecto al monto total del emprendimiento.-

Desaconsejamos las demás alternativas. Los elementos mecanizados han resultado poco competitivos, lo que parece avalar los criterios citados en el apartado 4.2.1.-



SUB ALTERNATIVAS PLAYAS ABIERTAS





O B S E R V A C I O N

Según el punto 1.2.2.4 deberá presentar el cálculo de las Obras de vuelco.-

R E S P U E S T A

Se adjunta el cálculo requerido sobre la base de los datos disponibles.-

5.- OBRA DE DESCARGA

5.1.- Generalidades

El vertido en lagos es tradicional en los países que cuentan con esos recursos, como Canadá, EEUU, Suecia y Noruega.

Hay que admitir sin embargo, que muchos de esos cuerpos presentan una ecología en extremo sensible. Desde el punto de vista sanitario, lo más importante será el estudio de la difusión y el decaimiento, ambos muy conectados con el régimen limnológico, las corrientes y el ambiente acuático.-

La descripción del ciclo limnológico anual del lago Nahuel-Huapi está someramente descrito en el punto 3.1.8.1. del -- Primer Informe Parcial. Se rescata de allí que:

- Hay siempre estratificación positiva ya que las temperaturas no son inferiores a los 4 °C (entre 7° y 14°).-
- La termoclina es pobre en verano y nula en invierno.-
- En consecuencia, hay circulación invernal de mayo a agosto y estancamiento de setiembre a abril.-

Luego, cabe esperar que el líquido cloacal forme penacho advectivo en invierno (lo que favorece su dilución y aleja el peligro de impacto profundo, donde la ecología puede ser sensible) pero en el verano, probablemente permanezca sumergido aunque sometido a difusión por las corrientes inducidas por el transporte hacia la costa de oleaje.-

Lamentablemente no se cuentan con estudios de corriente ni datos aislados, lo que dificulta o impide hacer un estudio racional de esta parte de la obra. Aparentemente, las corrientes en la zona de la costa están fuertemente influenciadas por los vientos. Las mayores probabilidades de calma se den de mayo a agosto y las direcciones francamente dominantes son la Oeste y la Noroeste. Generalmente, la dirección del penacho superficial es hacia el Río Limay, pero esto puede cambiar con la profundidad.-

Resultan de aplicación las siguientes consideraciones(*):

- Velocidad en el conducto entre 0,6 y 3 m/seg..-
- Longitud del difusor a razón de entre 10 y 15 pies cada millón de galones por día (o sea entre 8 y 12 m. cada 10.000 m³/día).-
- Diámetro de las bocas entre 3 y 9 pulgadas (8 y 23 cm.).-
- Espaciamiento de las bocas, 10 pies (3 m.).-

De acuerdo con estas prescripciones, un difusor único resultaría de un costo desmedido para la primer etapa, ya que:

$$Q_{\text{medio}} = 66.200 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{pico}} = 6.000 \text{ m}^3/\text{h} = 1,66 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v_{\text{máx.}} = 3 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 0,90 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud difusor} = 6,62 \times 8 = 53 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud conducto} = 70 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud total} = 120 \text{ m.}$$

Para dar 53 m. al difusor con una profundidad media de 6 metros a nivel 766,50 del lago (o sea el máximo normal del Proyecto Pequeña Angostura, muy parecido al observado durante el período de proyecto) sería necesario internarse por lo menos 73 metros en el lago con cañería de 900 mm., la que, además, trabajaría en forma inadecuada durante la primer etapa.

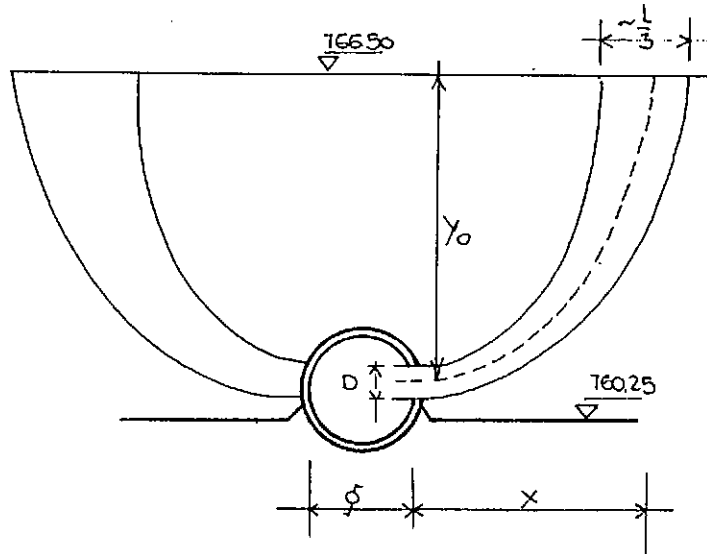
Entonces planteamos la obra en dos etapas de menor porte, lo que además permitirá perfeccionar la segunda etapa a la luz de los resultados logrados con la primera.-

5.2.- Diseño

Se opta por un diseño básico sencillo, consistente en cañería

(*) Tanto MyE p.938 como Vesilind p.257 citan trabajos de Burchett y otros (Public Works 98:5, 1967), Rawn y otros ---- (Proc.ASCE vol.86, 1960) y Tchobanoglous y otros (Water - Wastes Eng. vol, 6 N° 2, 1969).-

de hierro fundido perlítica de 500 mm. de ϕ con junta brida-da o mecánica convenientemente anclada, perforada, en la zo-na del difusor, con bocas u orificios ubicados sobre diáme-tros horizontales y dispuestos en forma alternada.-



$$Q_{\text{medio}} = 33.100 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{pico}} = 2.070 \text{ m}^3/\text{h} = 0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\phi = 550 \text{ mm.}$$

$$V_{\text{máx.}} = 2,42 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Longitud del difusor} = \frac{33.100}{10.000} \times 8 = 27 \text{ m.}$$

$$\text{Espaciamiento} = 3 \text{ m. (1,50 alternadamente)}$$

$$N^{\circ} \text{ de Bocas} = \frac{27}{1,50} = 18 \text{ (con equirrepartición perfecta)}$$

$$D = 0,10$$

$$\text{Velocidad en la boca} = \frac{0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}}{18 \left(\frac{\pi 0,10^2}{4} \right)} = 4,067 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Diferencia de temperatura} = 5^{\circ}\text{C}$$

$$\begin{aligned}\text{Diferencia relativa de densidades} &= \frac{\Delta S}{S} = \\ &= \frac{0,003}{1,000} = 0,0003\end{aligned}$$

$$\text{Número F} = \frac{v}{\sqrt{\frac{\Delta S}{S} g D}} = \frac{4}{\sqrt{0,0003 \cdot 9,81 \times 0,10}} = 233^*$$

$$\frac{y_o}{D} = \frac{6 \text{ m.}}{0,1} = 60 \text{ m.}$$

$$\frac{L^{**}}{D} = 90 \rightarrow L = 90 \times 0,1 = 9 \text{ m.}$$

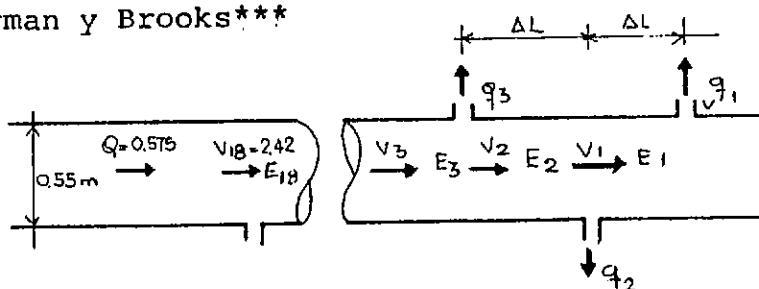
$$\frac{X^{**}}{D} = 57 \rightarrow X = 57 \times 0,1 = 5,70 \text{ m.}$$

El diámetro del penacho se puede estimar en $\frac{L}{3}$ o sea $\frac{9}{3} = 3$ metros, que concuerda con el espaciamento como es de de sear.-

No es posible apreciar el factor de dilución debido a los escasos datos disponibles tanto de corrientes y temperaturas como de batimetría.-

5.3.- Cálculos Hidráulicos

Se seguirán los lineamientos del método propuesto por Rawn, Bowerman y Brooks***



La altura de energía frente a la boca 1, a partir del nivel del lago, resulta:

$$E_1 = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{1}{C_D} = \frac{4^2 \times 0,67}{2 \times 9,81} + \frac{1}{0,61^2} = 2,265 \text{ m.}$$

* Ver MyE, p.934.

** Ver MyE, p.939

*** "Diffuser for Disposal of Sewage in Sea Water", J. San Eng. Div., ASCE, 86.-

La suma de las pérdidas de carga en los tramos entre bocas, resulta:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^{18} \Delta H_i = f \frac{\Delta L}{\phi} - \frac{1}{2g} \sum_{i=1}^{18} v_i^2, \quad v_1 = \frac{2,42}{18} = 0,134 \text{ m/seg.}$$

siendo "f" = 0,022 (Darcy-Weisbach)

$$\Delta L = 1,50 \text{ m.}$$

$$\phi = 0,55 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \Delta H = 0,022 \frac{1,50}{0,55} - \frac{1}{2g} \sum 0,134^2 + (2 \times 0,134)^2 + \\ + (3 \times 0,134)^2 + \dots (18 \times 0,134)^2 = 0,1158 \text{ m.} \end{aligned}$$

vale decir que el orificio 18 estará trabajando con una carga de:

$$E_{18} = 2,265 + 0,1158 = 2,3808 \text{ m.}$$

Para calcular el caudal que corresponde al orificio 18, con esa carga, se utiliza el gráfico de Mc Nown que da el coeficiente C_D en función del cociente

$$-\frac{v_{18}^2}{2g} - \frac{1}{E_{18}} = -\frac{2,42^2}{2 \times 9,81} - \frac{1}{2,316} = 0,129$$

del ábaco + $C_D = 0,52$

y entonces

$$q_{18} = 0,57 - \frac{\pi 0,1^2}{4} \sqrt{2g \cdot 2,3808} = 0,0279 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

algo inferior al q_1 de la primer boca

$$q_1 = -\frac{0}{18} = 0,61 - \frac{\pi 0,1^2}{4} \sqrt{2g \cdot 2,265} = 0,0319 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este desajuste se debe al decaimiento del coeficiente C_D debido a la velocidad de arrastre en el conducto. Pero para no

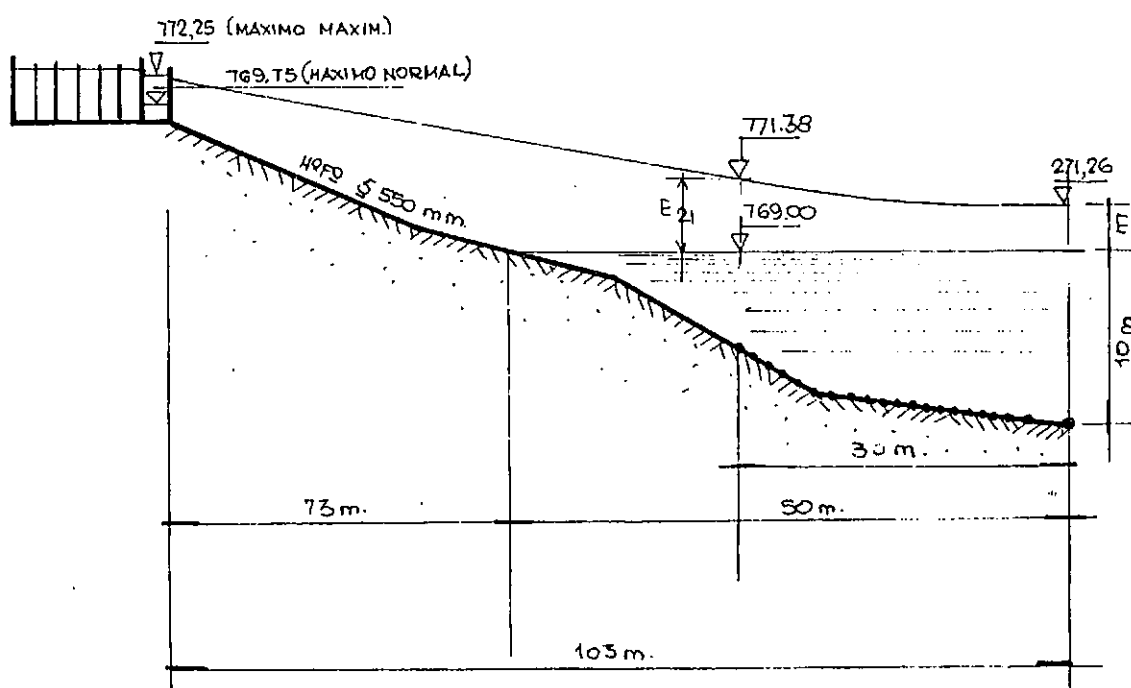
complicar la ingeniería de la obra no vale la pena estar cambiando el diámetro de los orificios buscando una exacta equipartición (por otra parte siempre discutible por muchas razones). En su lugar, se incrementa en tres (3) el número de bocas, en total 21.-

Para hallar la altura total en la cámara de carga, hay que sumar la pérdida en el conducto ciego, que tiene 73 m.. Luego:

$$H = 2,3808 + 0,022 \frac{73}{0,55} - \frac{2,42^2}{2g} = 3,25 \text{ m.}$$

Sobre el nivel del lago. A una cota máximo maximorun (769) = el nivel en la cámara de carga sería entonces de $769 + 3,25 = 772,25$ que es inferior al nivel disponible en la cámara de cloración.

ALTERNATIVA OBRA DE DESCARGA 1ª ETAPA



PERFIL HIDRAULICO PARA NIVEL MAXIMO MAXIMORUM DEL LAGO : 769.00

ULTIMATE DISPOSAL IN THE MARINE ENVIRONMENT

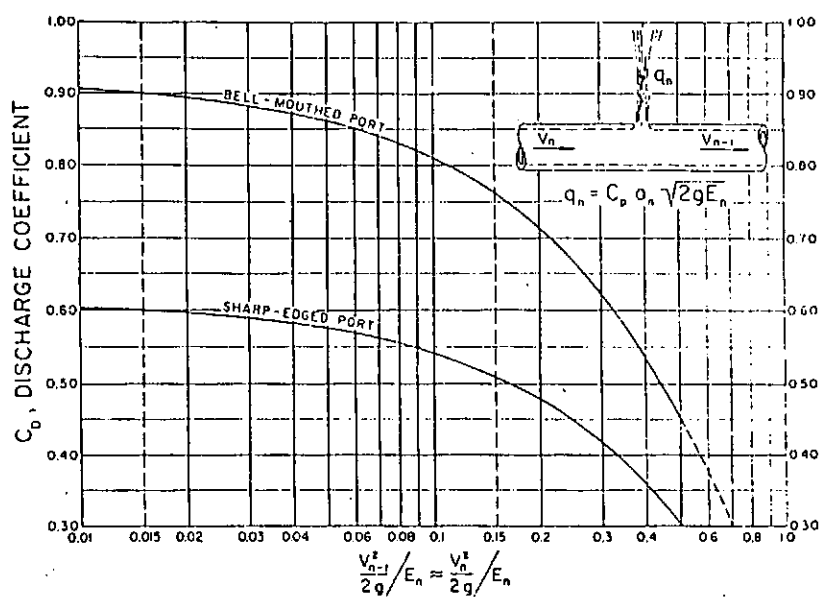


Figure 10-4. Discharge coefficients for two types of horizontal ports
(McNown and Hsu, 1951).

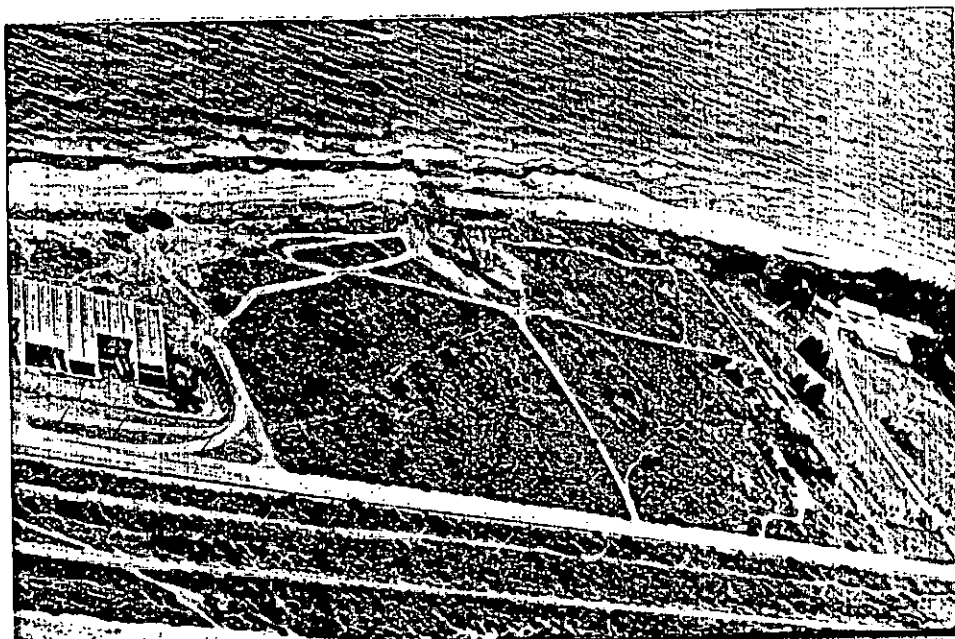


FOTO 1

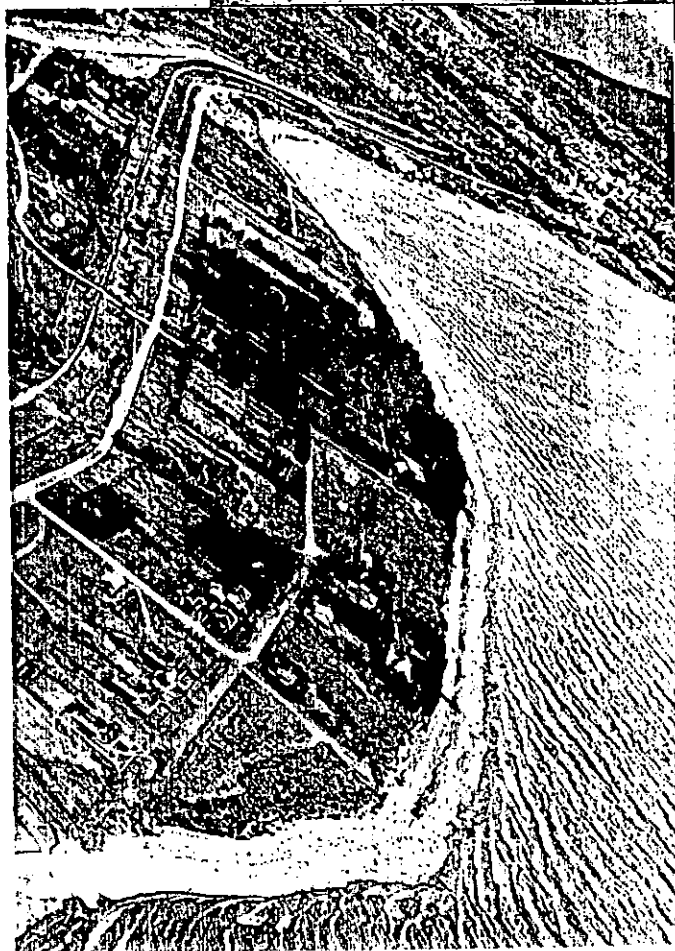
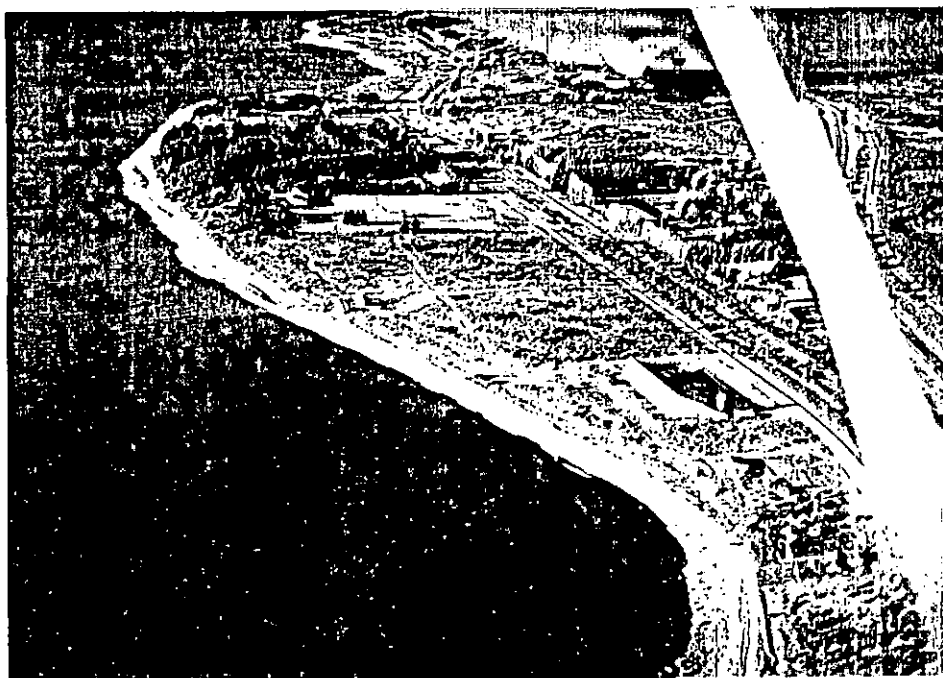
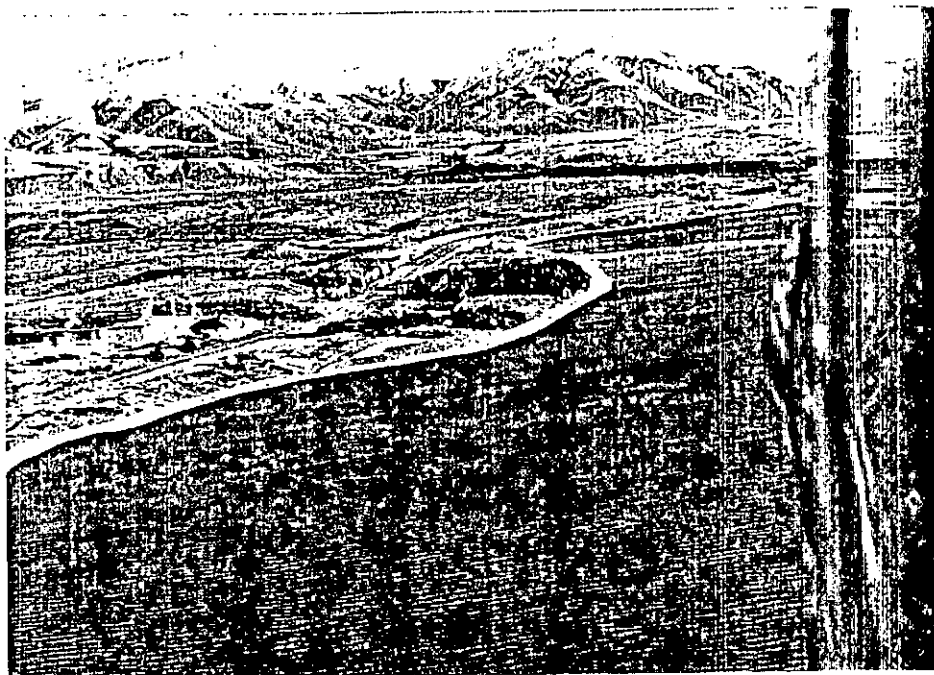


FOTO 2

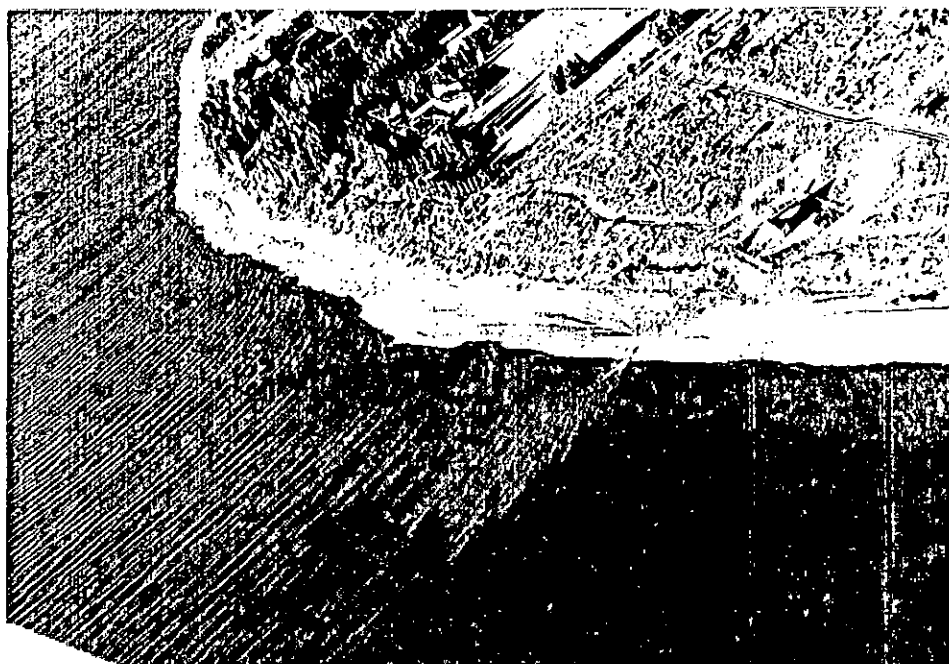


FOTO 3

- 1 - Predio del Establecimiento. Puede advertirse la forma del penacho y la influencia del viento. También la parte ocupada -- del predio.-
- 2 - Vista panorámica de las costas próximas, penacho y ángulo de ataque del oleaje.-
- 3 - Estación de Bombeo y descarga superficial.-



Vistas panorámicas de las costas donde puede advertirse la influencia de la descarga en un día de vientos moderados y la forma del penacho.-



Difusión del vuelco
durante un día de -
vientos moderados
(Julio/89).-

O B S E R V A C I O N

Se deberán calcular todas las pérdidas de carga (vertederos, cañerías, canales, válvulas, múltiple de salida de pozo de bombeo, ingresos y egresos a cámaras, etc.) para conformar el perfil hidráulico.-

Se deberán reanalizar los caudales indicados en el plano N° 3 - "Diagramas de Caudales Envolventes" dado que no concuerdan con los considerados en la Memoria de Cálculo.-

R E S P U E S T A

En su fase preliminar, el perfil hidráulico se muestra en el -- plano N° 4 del Segundo Informe Parcial. Normalmente, el ajuste se realiza una vez aprobado el diseño, seleccionada la alternativa, y planteada la obra a nivel de detalle. No obstante en este caso ha sido posible dado el avanzado grado de desarrollo -- del anteproyecto, en su alternativa:

- Pretratamiento: Rejas y Desarenado a canales "antes" (T)
- Estación de Bombeo: Unica
- Reactores: Con aireadores de eje horizontal
- Tratamiento de Barros: Silo de Barros y Playas Cubiertas

Asimismo se ha elaborado una nueva versión del Plano N° 3, cambiando la relación $r = 1,5$ utilizada en el Segundo Informe por $r = 1,8$ que es la máxima posibilidad que ofrecerán las bombas a tornillo.-

Se incluye también el estudio del aforador Parshall, el que muestra aceptable precisión aún para los caudales que se darán en la primer etapa.-

⑥ AJUSTE DEL PERFIL HIDRAULICO

⑥.1 SEDIMENTADOR

① CAÑERÍA DE ALIMENTACIÓN (Nº 17, 18, 19 Y 20)

CAUDAL DE CALCULO : $Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ l}/\text{seg.}$

NIVEL DE SEDIMENTADOR MAXIMO = 774,90m.

LONGITUD: 45m.

DIAMETRO DE CAÑERÍA = 800mm.

VELOCIDAD : $\frac{632,5 \text{ l}/\text{seg.}}{0,502656 \text{ m}^2} = 1,258 \text{ m}/\text{seg}$

PERDIDA DE CARGA : (COLEBROOK, $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ \text{C}$) $I = 0,0025$

CAÑERÍA : $0,0025 \times 45 \text{ m} = 0,113 \text{ m}$

CURVA A 90° : $\frac{V^2}{2g} \times K = \frac{1,258^2}{20} \times 0,33 = 0,026 \text{ m}$

DESEMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times 1,06 = 0,084 \text{ m}$

EMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times 0,5 = 0,039 \text{ m}$

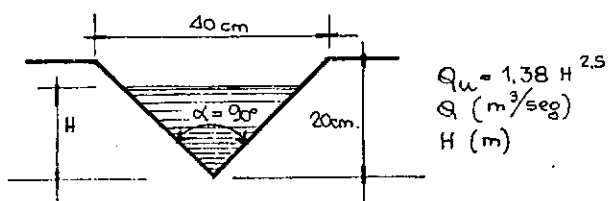
$A_h \text{ TOTAL} = 0,262 \text{ m}$

NIVEL EN CAMARA PARTIDORA = 775,162 m

NIVEL MAXIMO DISPONIBLE EN CAMARA PARTIDORA = 775,30m.

(SE DISPONE DE MARGEN ACEPTABLE)

② VERTEDEROS TRIANGULARES DE SALIDA



PARA $H = 6 \text{ cm} = 0,06 \text{ m}$

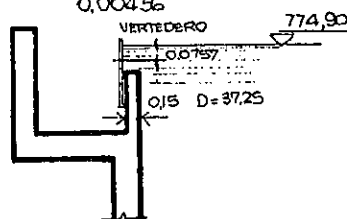
$Q_u = 1,38 \times 0,06^{2.5} = 0,0012169$

CANTIDAD = $\frac{Q}{Q_u} = \frac{0,6325}{0,0012169} \approx 520$

PARA $H = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$

$Q_u = 1,38 \times 0,1^{2.5} = 0,00436 \text{ m}^3/\text{seg.}$

CANTIDAD = $\frac{0,6325}{0,00436} = 144 \text{ VERTEDEROS}$



$L_{\text{VERTEDERO}} = T_1 (D + 0,30 \text{ m}) = 3,14 \times 37,55 = 117,90 \text{ m.}$

SEPARACION ENTRE VERTEDEROS

SEP. $\frac{L_{\text{VERTEDERO}}}{N^{\circ} \text{ VERTEDERO}} = \frac{117,90 \text{ m}}{144 \text{ VERT.}} = 0,8187 \text{ m.}$

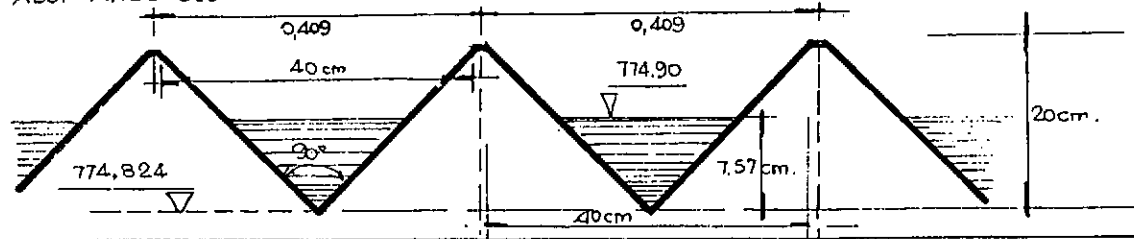
COMO MAXIMO SE PUEDEN UBICAR 288 VERTEDEROS

SEP. = 0,409 m.

$Q_u = 0,00218 \text{ m}^3/\text{seg} = 0,00218 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$H = \left(\frac{0,00218}{1,38} \right)^{0.4} = 0,0757 \text{ m.}$

ADOPTAMOS 288 VERTEDEROS TRIANGULARES DE 20×40 , CON $H = 0,0757$



③ CANALETA PERIMETRAL DE SALIDA

PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE ESTAS CANALETAS MILLER ESTABLECIO LA SIGUIENTE EXPRESION EN BASE A COEFICIENTES EXPERIMENTALES DEDUCIDAS POR ELLMS.

$$Q_{CANAL} = \sqrt{\frac{8}{27}} \frac{m^8}{1+e} \cdot b(y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)^{3/2}$$

SUSTITUYENDO EN ESTA LOS FACTORES OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE POR ELLMS Y QUE SON:

$$e = 0,75 \quad m = \frac{2}{3}, \text{ SE LLEGA A LA SIGUIENTE ECUACION}$$

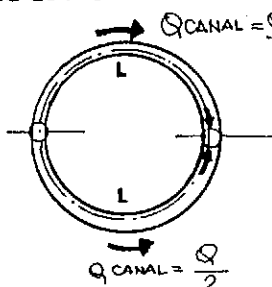
$$Q_{CANAL} = 1,91 b(y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)^{3/2}$$

DONDE:

L LONGITUD DE LA CANALETA EN PIES. LE CORRESPONDE A LA MITAD DEL PERIMETRO DEL SEDIMENTADOR MEDIDO EN EL EJE DE LA CANALETA

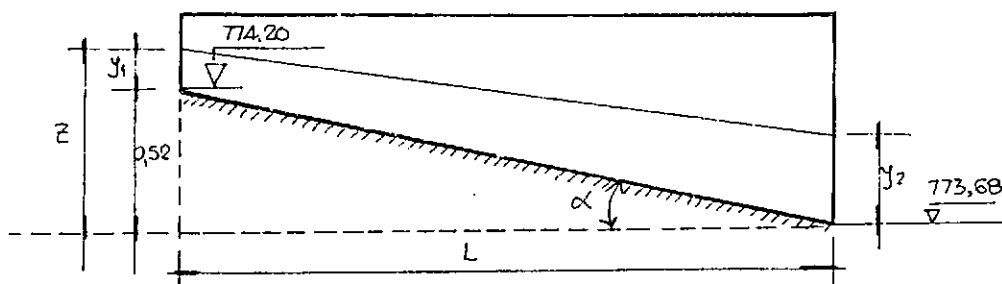
$$Q_{CANAL} = \frac{0,6325}{11,7111} = 0,3162 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$= 11,7111 \text{ Pie}^3/\text{seg.}$$



b : ANCHO DE LA CANALETA EN PIES

ADOPTAMOS $b = 0,50 \text{ m} = 1,66 \text{ PIES}$



$$L = \pi \times R_m = 3,14 (18,625 + 0,15 + 0,25) = 59,76 \text{ m.}$$

α = ANGULO DE INCLINACION DEL FONDO DE LA CANALETA

$$\operatorname{tg} \alpha \approx \frac{0,52}{59,76} = 0,0087$$

$$\alpha = 0^\circ,49846$$

y_1 = ORDENADA DEL TIRANTE LIQUIDO EN PIES

y_2 = ORDENADA DEL TIRANTE LIQUIDO EN PIES

$$y_2 = \frac{2}{3} (y_1 + L \operatorname{tg} \alpha)$$

$$y_1 = \left(\frac{Q_{CANAL}}{1,91 \times b} \right)^{2/3} - L \operatorname{tg} \alpha$$

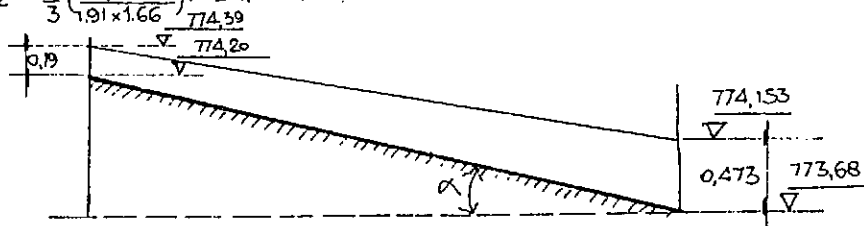
$$y_2 = \frac{2}{3} \left(\frac{Q_{CANAL}}{1,91 \times b} \right)^{2/3}$$

PARA NUESTRO CASO OBTENEMOS

$$Z = 0,71 \text{ m.}$$

$$y_1 = \left(\frac{11,7111}{1,91 \times 1,66} \right)^{2/3} - 0,52/0,30 = 2,3687 - 1,7333 = 0,635 \text{ PIES} = 0,19 \text{ m.}$$

$$y_2 = \frac{2}{3} \left(\frac{11,7111}{1,91 \times 1,66} \right)^{2/3} = 1,5791 \text{ PIES} = 0,473 \text{ PIES}$$



④ CAÑERIA DE SALIDA DE BARROS Nº 21 Y 24

$$\text{CAUDAL DE CALCULO : } Q = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 345 \text{ l}/\text{seg} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{NIVEL DEL SEDIMENTADOR MINIMO} = 774,924 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD DE CAÑERIA : } 40 \text{ m.}$$

DIAMETRO DE CAÑERÍA : 600 mm.

VELOCIDAD : $\frac{0,345 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0,282744 \text{ m}^2} = 1,22 \text{ m/seg.}$

PERDIDA DE CARGA (COLEBROOK, $k = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ \text{C}$)

$$I = 0,003394$$

CAÑERÍA : $0,003394 \times 40 \text{ m.} = 0,136 \text{ m}$

EMBOCADURA : $\frac{V^2}{2g} \times k = \frac{1,22^2}{20} \times 0,5 = 0,037 \text{ m}$

DESEMBOCADURA : $\frac{1,22^2}{20} \times 1,5 = 0,112 \text{ m}$

(VALVULA TOBERA QUE VIERTE A CORRO ABIERTO)

CURVA A 90° : $\frac{1,22^2}{20} \times 0,33 = 0,025 \text{ m.}$

$$\Delta h = 0,310 \text{ m}$$

NIVEL MAXIMO DE VALVULA TELESCOPICA

DE CIERRE = 774,90

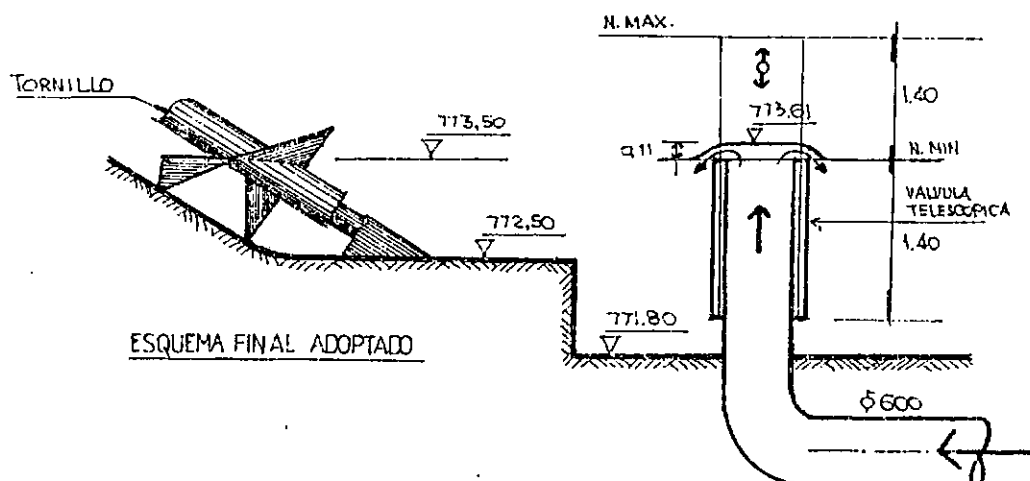
DE OPERACION = 774,59

NIVEL MINIMO DE VALVULA TELESCOPICA

SE ACONSEJA UNA PERDIDA ADICIONAL DE SEGURIDAD DE 1,00 m. LO QUE RESULTA UNA COTA DE 773,59 m

ADOPTAMOS 773,50 m

ESTE NIVEL MINIMO DE LA VALVULA TELESCOPICA SE CORRESPONDE CON EL NIVEL MAXIMO DEL TORNILLO QUE ES TAMBIEN DE 773,50 m. POR LO QUE NUNCA QUEDARA SUMERGIDA LA SALIDA DEL BARRO



5) CAÑERÍA DE SALIDA DE BARROS Nº 22 Y 23

SE MANTIENEN LOS VALORES INDICADOS EN EL CALCULO HIDRAULICO DE LAS CAÑERIAS Nº 21 y 24 CON EXCEPCION DE LA LONGITUD DEL TRAMO QUE ES DE 58 m.

POR LO TANTO, LA PERDIDA DE CARGA EN RUTA PASA DE 0,136 m. a 0,197

$$\text{LUEGO } \Delta h = 0,310 + 0,061 = 0,371 \text{ m.}$$

EL NIVEL MAXIMO DE VALVULA TELESCOPICA EN OPERACION, RESULTA DE 774,529.

EL NIVEL MINIMO DE VALVULA TELESCOPICA, CON UNA PERDIDA DE 1,00 RESULTA DE 773,529 m, POR LO QUE EL VALOR MINIMO ADOPTADO DE 773,50 m NO ES NECESARIO MODIFICAR. ES DECIR, LAS CUATRO CONDUCCIONES DE BARRO, TERMINAN EN 4 VALVULAS TELESCOPICAS QUE ESTAN AL MISMO NIVEL.

6.2) CAMARA PARTIDORA Nº 2

1) VERTEDERO DE SALIDA A LOS SEDIMENTADORES

a) ANCHO DEL VERTEDERO : 4,00 m.

b) CAUDAL DE CALCULO :

$$Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ l/seg.} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL UNITARIO $Q_u = 158,12 \text{ l/seg. m.}$

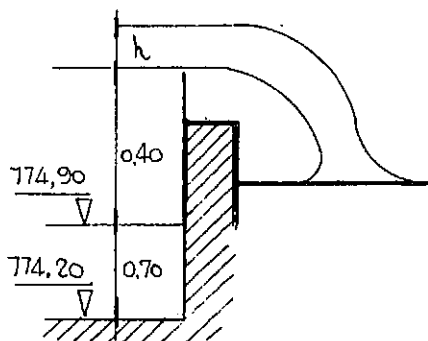
c) ALTURA DE PALA MEDIA $p = 0,75 \text{ m.}$

d) CAUDAL EROGADO PARA $h = 0,20 \text{ m.}$

SEGUN BAZIN (1898)
 $Q_u = 170 \text{ e/seg}$

SEGUN REHBOCK (1912)
 $Q_u = 166,3 \text{ e/seg}$

SEGUN SOCIETE DES INGENIEURS
 ET ARCHITECTES SUISSES (SIA)
 $Q_u = 166,5 \text{ e/seg}$



PARA $h = 0,19 \text{ m}$
 BAZIN $Q_u = 158 \text{ e/seg}$
 REHBOCK $Q_u = 154 \text{ e/seg}$
 SIA $Q_u = 154,15 \text{ e/seg}$

e) NIVELES ADOPTADOS
 MAXIMO EN CAMARA PARTIDORA 775,50 m.
 UMBRAL DE VERTEDERO 775,30 m

6.3. REACTORES

① CAÑERÍA DE SALIDA DE LOS REACTORES N° 13-14-15 y 16

CAUDAL DE CALCULO $Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 632,5 \text{ e/seg} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg}$.

LONGITUD : 55 m.

NIVEL MAXIMO EN LA LLEGADA A LA CAMARA PARTIDORA N° 2 _____ 775,50 m

DIAMETRO DE CAÑERIA. = 800 mm.

VELOCIDAD : $\frac{0,6325 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,502656 \text{ m}^2} = 1,258 \text{ m/seg}$

PERDIDA DE CARGA (COLEBROOK, $k = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ\text{C}$) $I = 0,0025$

CAÑERIA : $0,0025 \times 55 \text{ m}$ _____ 0,138 m

EMBOCADURA $\frac{V^2}{2g} \times 0,5$ _____ 0,039 m

DESEMBOLCADURA $\frac{V^2}{2g} \times 1,00$ _____ 0,079 m

$\Delta h \text{ TOTAL} = 0,256 \text{ m}$

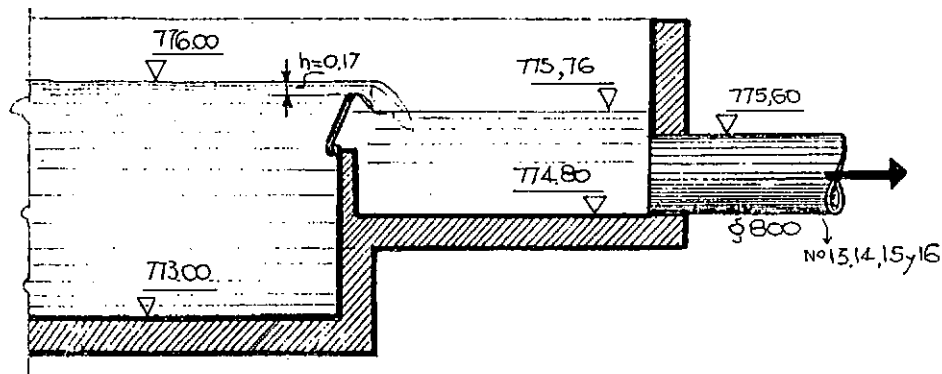
NIVEL EN CAMARA DE VERTEDEROS EN REACTORES = $775,50 + 0,26 = 775,76 \text{ m}$.

② VERTEDEROS REGULABLES DE SALIDA DE REACTORES

CAUDAL TOTAL DE CALCULO

$Q = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 0,6325 \text{ m}^3/\text{seg}$.

LONGITUD DE VERTEDERO $L = 5,00 \text{ m}$.



CAUDAL DE CALCULO UNITARIO = $\frac{632,5 \text{ e/seg}}{5 \text{ m}} = 126,5 \text{ e/seg}$

ALTURA DE PALA $P \approx 2,80 \text{ m}$

CAUDAL EROGADO

SEGUN REHBOCK PARA $h = 0,17 \text{ m}$.

$Q_u = 127,5 \text{ e/seg} > q_u \text{ DE CALCULO}$

⑤

NIVELES ADOPTADOS

UMBRAL DE VERTEDERO PARA Q DE CALCULO

775.83 m

NIVEL MAXIMO REACTOR

776.00 m.

VERIFICACION DE LA EROGACION DEL VERTEDERO, CON CONTRACCION LATERAL

FORMULA DE FRANCIS

$$Q_u = 1.83(1 - 0.2 h) h^{3/2} = 1.83(1 - 0.2 \times 0.17) 0.17^{3/2} = 0.124 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

③ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 12

$$Q_{\text{CALCULO}} = 2277 \text{ m}^3/\text{h} = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LONGITUD = 65 m.

ANCHO CANAL = 1.65 m.

COEFICIENTE RUGOSIDAD $K'_S = 90$ (CONCRETO)

NIVEL FONDO INICIAL = 776.23 m

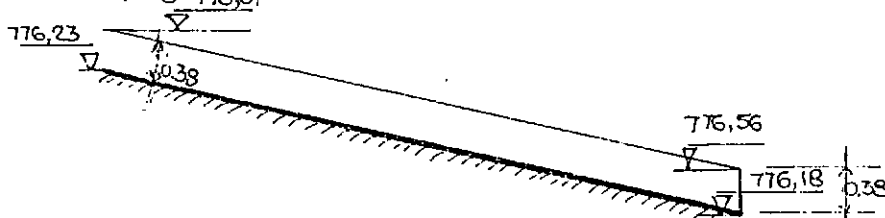
NIVEL FONDO FINAL = 776.18 m.

$$I = \frac{0.05}{65 \text{ m}} = 0.0007692$$

$$V = 90 R^{2/3} I^{1/2} = 90 \left(\frac{bh}{b+2h} \right)^{2/3} I^{1/2}$$

$$h = 0.38 \text{ m}$$

$$U = 1.017 \text{ m/seg. } 776.61$$

④ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 11

$$Q_{\text{CALCULO}} = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LONGITUD = 24 m.

NIVEL DE FONDO INICIAL = 776.22 m

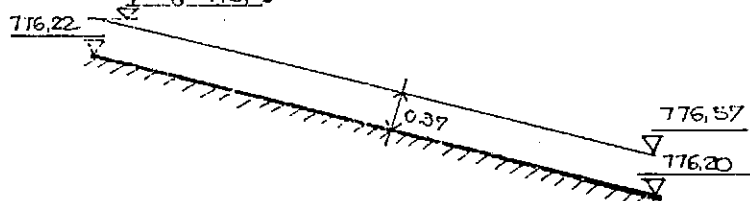
NIVEL DE FONDO FINAL = 776.20 m.

ANCHO DE CANAL = 1.65 m.

$$I = \frac{0.02 \text{ m}}{24 \text{ m}} = 0.0008333$$

ALTURA DEL TIRANTE LIQUIDO = $h = 0.37 \text{ m}$

$$V = 1.04592 \text{ m/seg. } 776.59$$

⑤ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 11 (A)

$$Q = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

ANCHO CANAL = 1.65 m

LONGITUD = 13 m

N. INICIAL = 776.22 m.

N. FINAL = 776.20 m.

$$\text{PENDIENTE } I = \frac{0.02}{13 \text{ m}} = 0.0015384$$

T. LIQUIDO $h = 0.30 \text{ m.}$

$$V. = 1.286 \text{ m/seg}$$

NIVEL LIQUIDO INICIAL = 776.52 m.

NIVEL LIQUIDO FINAL = 776.50 m.

⑥ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 10

$$Q = 0.6325 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

ANCHO CANAL $b = 1.65 \text{ m.}$

LONGITUD = 22 m.

$$\text{PENDIENTE } I = \frac{0.08}{22 \text{ m}} = 0.003636$$

$$h = 0.23 \text{ m}$$

$$U = 1.729$$

NIVEL LIQUIDO INICIAL $776.28 + 0.23 = 776.51 \text{ m.}$ NIVEL LIQUIDO FINAL $776.20 + 0.23 = 776.43 \text{ m.}$

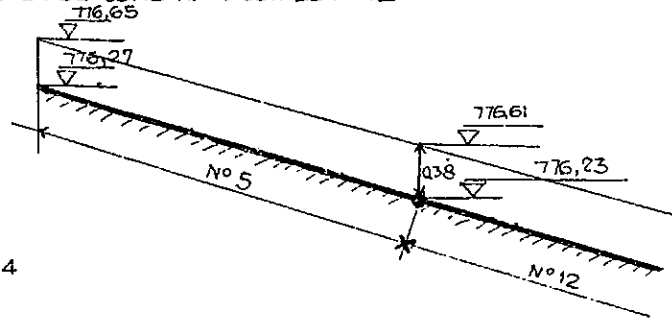
⑦ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 5

$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ANCHO CANAL $b = 1,00 \text{ m.}$

LONGITUD $L = 70 \text{ m.}$

ESTE CANAL DEBE COMBINAR CON EL N° 12



$V = 0,756579$

$I = 0,000545584$

$\Delta h = 0,038 \text{ m.}$

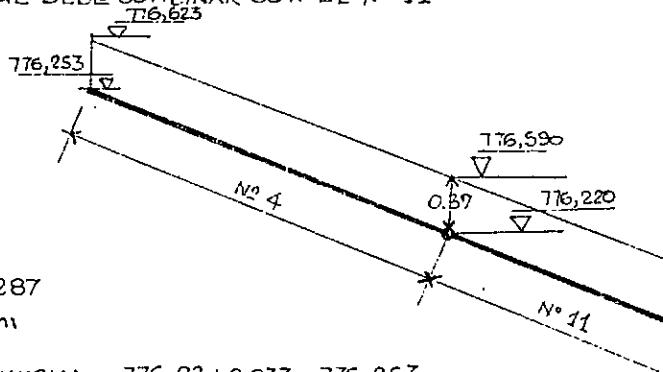
⑧ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 4

$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg}$

ANCHO CANAL $b = 1,00 \text{ m}$

LONGITUD $L = 56 \text{ m}$

ESTE CANAL DEBE COMBINAR CON EL N° 11



$V = 0,777$

$I = 0,000587287$

$\Delta h = 0,03288 \text{ m}$

NIVEL FONDO INICIAL $= 776,22 + 0,033 = 776,253$

NIVEL LIQUIDO INICIAL $= 776,623 \text{ m.}$

$R = 0,2126$

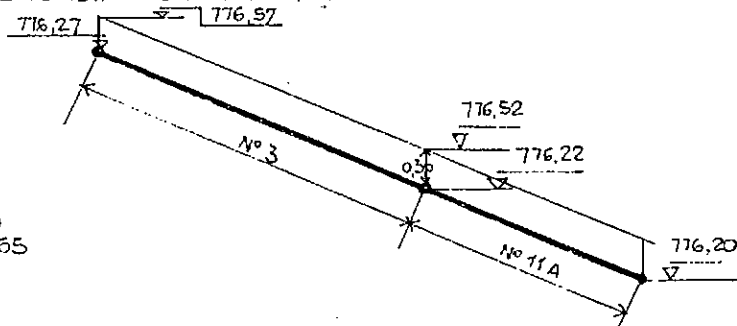
⑨ CANAL DE ALIMENTACION A LOS REACTORES N° 3

$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ANCHO CANAL $b = 1,00 \text{ m.}$

LONGITUD $L = 50 \text{ m.}$

ESTE CANAL COMBINA CON EL N° 11 A



$V = 0,958333$

$I = 0,0010565$

$\Delta h = 0,053 \text{ m}$

$R = 0,1875$

⑩ CANAL DE BARROS N° 6

CAUDAL DE CALCULO $Q_c = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ANCHO CANAL $b = 1,65 \text{ m.}$

NIVEL FONDO INICIAL $776,75$

NIVEL FONDO FINAL $776,70$

LONGITUD $= 65 \text{ m.}$

$I = \frac{0,05}{65} = 0,000769$

$h = 0,25 \text{ m.} \quad V = 0,830$

(7)

(11) CANAL DE BARRO N° 7

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

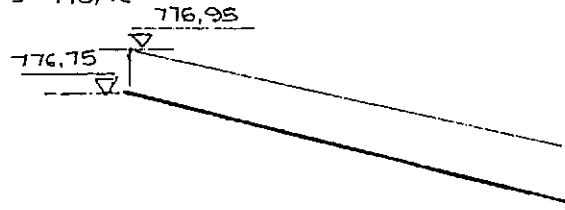
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = \frac{0,03}{20} = 0,0015$$

$$h = 0,20 \text{ m.}$$

$$V = 1,031$$

(12) CANAL DE BARRO N° 8

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

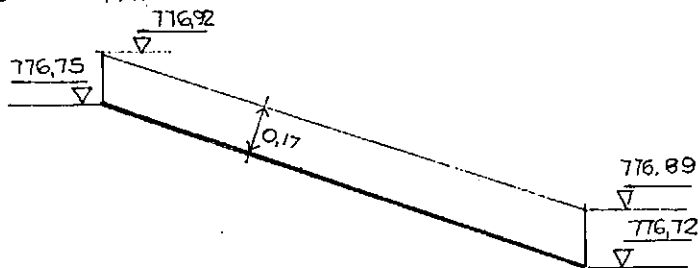
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = 0,0025$$

$$h = 0,17 \text{ m.}$$

$$V = 1,288$$

(13) CANAL DE BARROS N° 9

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1242 \text{ m}^3/\text{h} = 0,345 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1,65 \text{ m.}$$

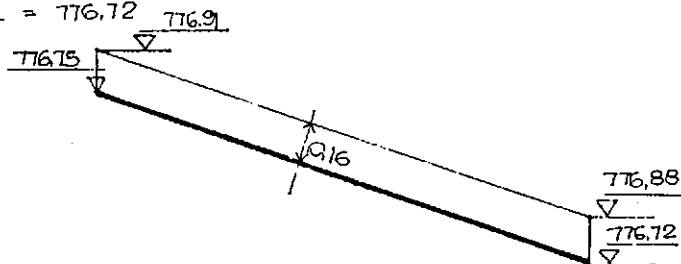
$$\text{NIVEL FONDO INICIAL} = 776,75$$

$$\text{NIVEL FONDO FINAL} = 776,72$$

$$I = 0,003$$

$$h = 0,16 \text{ m.}$$

$$V = 1,291$$

(14) CAÑERÍA DE IMPULSION DE BARROS DE EXCESO (N°29-30) DEL SEDIMENTADOR

$$\text{CAUDAL MEDIO } Q_f = 14,16 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{LONGITUD : } L = 190 \text{ m.}$$

$$\text{FACTOR DE PICO } K = 2$$

$$Q_{\text{CALCULO}} = 28,33 \text{ m}^3/\text{h} = 7,866 \text{ l/seg}$$

$$\text{DIAMETRO CAÑERÍA } \phi = 200 \text{ mm.}$$

$$\text{VELOCIDAD } V = 0,30 \text{ m/seg.}$$

$$\text{PERDIDA DE CARGA } J = 1,5 \times 0,000636 = 0,000954$$

UNITARIA

PERDIDA DE CARGA TOTAL		ΔH	
EN RUTA : $190 \text{ m} \times 0,000954$			0,18
CURVA A $90^\circ : \frac{V^2}{2g} \times 12$			0,045
DESEMBOCADURA $1,1 \frac{V^2}{2g}$			0,005
		Δh	0,230

a) DIFERENCIA GEOMETRICA : (SILOS)

NIVEL TORNILLOS (MINIMO)	772,50m.
NIVEL SILO	795,00m.
DIFERENCIA	22,50m

PERDIDA DE CARGA TOTAL: ALTURA MANOMETRICA DE LAS BOMBAS EN BOMBEO DE RECIRCULACION

$$\Delta h = 22,50 + 0,23 = 22,73$$

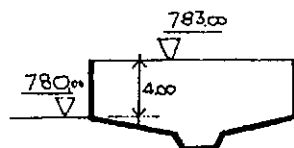
ADOPTAMOS 23 metros

b) DIFERENCIA GEOMETRICA (ESP.)

NIVEL ESP.	783,00
NIVEL TORNILLOS	772,50
DIFERENCIA	10,50

$$\Delta h = 10,50 + 0,23 = 10,73 \text{ m.}$$

ADOPTAMOS 11 metros



15) CAÑERIA DE IMPULSION DE BARROS DE EXCESO DE CAMARA PARTIDORA N°2 LICOR MEZCLADO (N°29-30)

CAUDAL MEDIO $Q_f = 35,41 \text{ m}^3/\text{h}$

LONGITUD $L = 190 \text{ m.}$

F. DE PICO : $K = 2$

Q CALCULO : $35,41 \times 2 = 70,83 \text{ m}^3/\text{h} = 19,68 \text{ l/seg.}$

DIAMETRO CAÑERIA : $\phi 200 \text{ mm.}$

VELOCIDAD $V = 0,65 \text{ m/seg.}$

PERDIDA DE CARGA UNITARIA $J = 0,004080$

PERDIDA DE CARGA TOTAL ΔH

EN RUTA: $190 \times 0,004080$	0,7752 m
CURVAS $\frac{V^2}{2g} \times 12 \times 0,33$	0,0836 m
DESEMBOCADURA $1,1 \frac{V^2}{2g}$	0,0232 m
Δh	0,8820 m

a) DIFERENCIA GEOMETRICA (SILOS)

NIVEL SILO DE BARROS	795,00m.
NIVEL CAMARA PARTIDORA 2	775,50m.
DIFERENCIA	19,50m

PERDIDA DE CARGA TOTAL (ALTURA MANOMETRICA DE LAS BOMBAS EN BOMBEO DE CAMARA PARTIDORA 2)

$$\Delta h = 19,50 + 0,8820 = 20,38 \text{ m.}$$

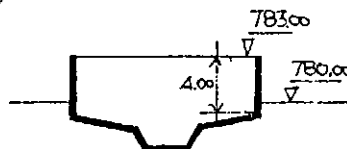
ADOPTAMOS 21 metros

b) DIFERENCIA GEOMETRICA (ESPESADORES)

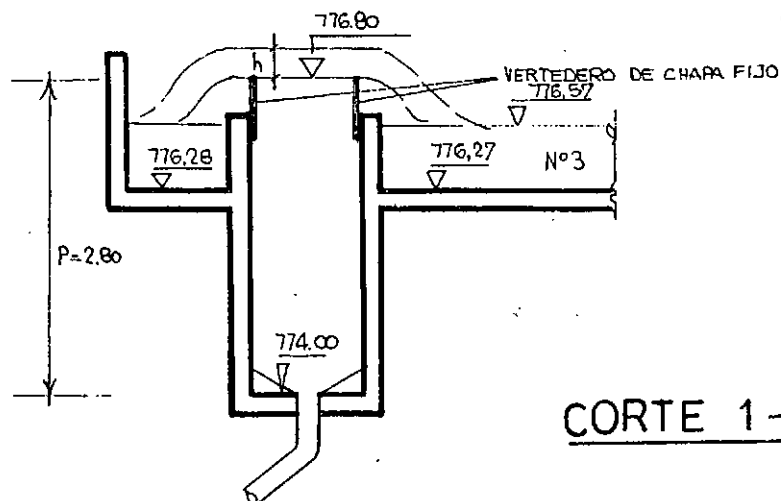
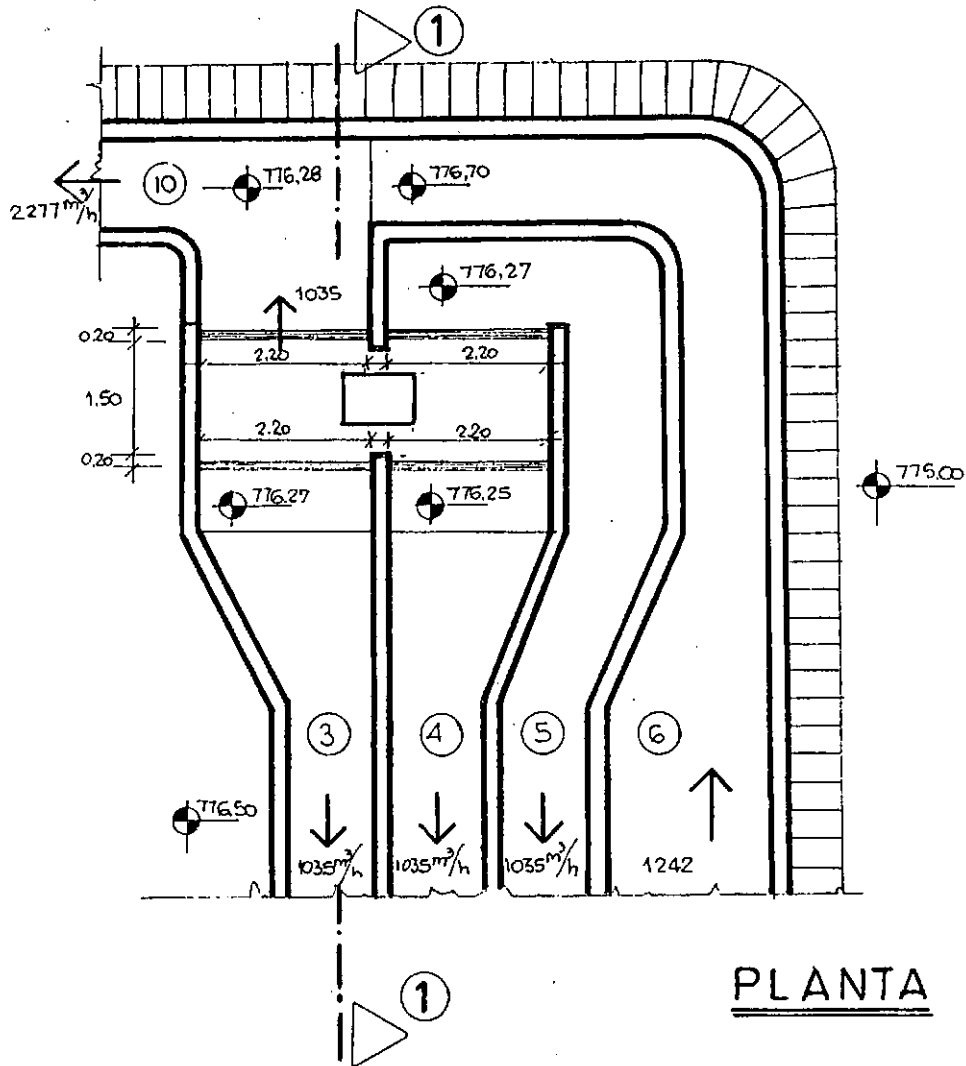
NIVEL ESP.	783,00
N.C PARTIDORA 2)	775,50
DIFERENCIA	7,50

$$\Delta H (\text{BOMBEO}) 7,50 + 0,8820 = 8,38 \text{ m.}$$

ADOPTAMOS : 9 metros



6.4 CAMARA PARTIDORA N°1



LONGITUD DE VERTEDERO $L = 2.20 \text{ m.}$
CAUDAL DE CALCULO

$$Q = 1035 \text{ m}^3/\text{h} = 287.50 \text{ l/seg.}$$

ALTURA DE PALA $P = 2.80 \text{ m.}$

$$\text{CAUDAL UNITARIO} = \frac{287.50 \text{ l/seg.}}{2.20 \text{ m.}} = 130.68 \text{ l/seg} = Q_v.$$

CAUDAL EROGADO POR EL VERTEDERO
SEGUN BAZIN

$$Q_u = 143,2 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$120,5 \text{ PARA } h = 0,16$$

SEGUN REHBOCK

$$Q_u = 138,7 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$= 116,3 \text{ PARA } h = 0,16$$

SEGUN SIA

$$Q_u = 139,7 \text{ PARA } h = 0,18$$

$$= 117,1 \text{ PARA } h = 0,16$$

VALOR DE h ADOPTADO = 0,18 m.

NIVEL MAXIMO EN CAMARA PARTIDORA 776,98

NIVEL DE UMBRAL DE VERTEDERO 776,80

6.5 SALIDA DE SEDIMENTADORES DE LOS LIQUIDOS TRATADOS

CANALES DE HORMIGON CON TECHO DESMONTABLE DE LOSETAS DE HºAº

1) CANAL N° 25

$$Q_{\text{CALCULO}} = 1035 \text{ m}^3/h = 287,5 \text{ l/seg} = 0,2875 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

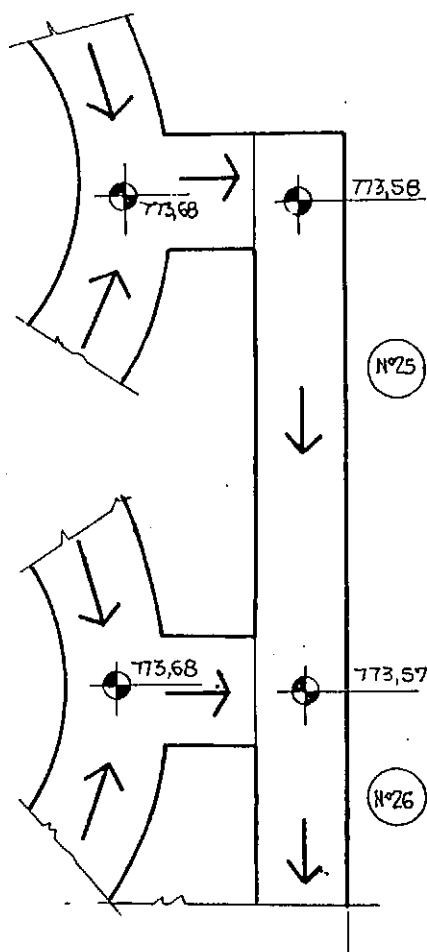
LONGITUD $L = 42 \text{ m}$

NIVEL DE FONDO INICIAL = 773,58 m.

ANCHO DE CANAL $B = 1,00 \text{ m}$.

TIRANTE LIQUIDO $h = 774,08 - 773,58 = 0,50 \text{ m}$.

NIVEL TIRANTE LIQUIDO INICIAL 774,08 m



PENDIENTE DE FONDO $I = 0,0002592$

$$V = 0,575$$

$$\Delta h = 42 \text{ m} \times 0,0002592 = 0,01$$

NIVEL FONDO FINAL = 773,57

NIVEL LIQUIDO FINAL = 774,07

(2) CANAL N° 26

Q CALCULO = $2070 \text{ m}^3/\text{h} = 0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}$

LONGITUD $L = 158 \text{ m.}$

ANCHO DE CANAL $B = 1,00 \text{ m.}$

TIRANTE LIQUIDO $h = 0,50 \text{ m.}$

VELOCIDAD $V = 1,15 \text{ m/seg.}$

PENDIENTE DE FONDO $I = 0,0010367$

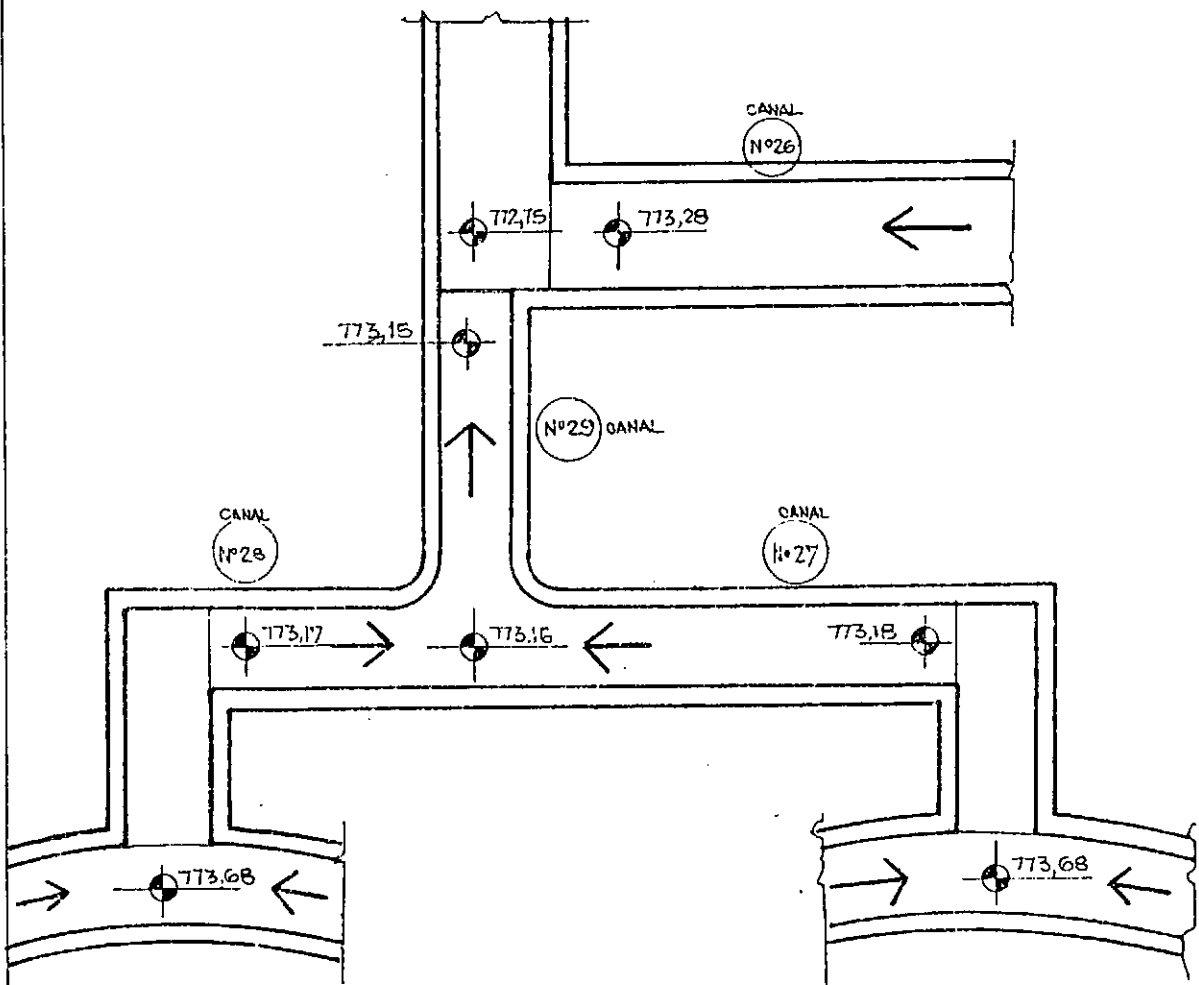
PERDIDA DE CARGA EN RUTA $\Delta h_f = 158 \times 0,0010367 = 0,164 \text{ m}$

PERDIDA DE CARGA LOCALIZADAS

2 CURVAS A 45°	$: 0,5 \frac{1,15^2}{20} \times 2$	<u>0,066 m.</u>
1 CURVA A 90°	$: 0,8 \frac{1,15^2}{20}$	<u>0,053 m</u>
	TOTAL	<u>0,283 m</u>

NIVEL FONDO FINAL = $773,28 \text{ m}$

NIVEL LIQUIDO FINAL = $773,78 \text{ m}$

(3) CANAL N° 29

Q CALCULO = $2070 \text{ m}^3/\text{h} = 0,575 \text{ m}^3/\text{seg.}$

LONGITUD $L = 10 \text{ m.}$

ANCHO DE CANAL $B = 1,00 \text{ m.}$

TIRANTE LIQUIDO $h = 0,50 \text{ m.}$

VELOCIDAD $V = 1,15 \text{ m/seg.}$

PENDIENTE DE FONDO $I = 0,0010367$

PERDIDA DE CARGA $\Delta h = 0,01 \text{ m.}$

NIVEL FONDO FINAL = $773,15$

NIVEL FONDO INICIAL = $773,16$

NIVEL LIQUIDO FINAL = $773,65$

NIVEL LIQUIDO INICIAL = $773,66$

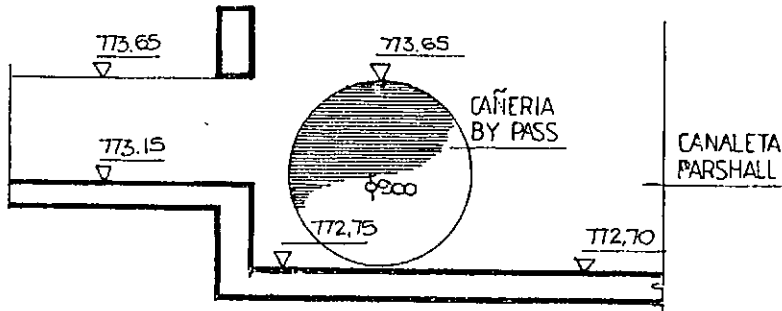
- ④ CANAL N°27
 $Q_c = 0.2875 \text{ m}^3/\text{seg}$ Long. $L = 38 \text{ m}$. $B = 1.00$ $h = 0.05 \text{ m}$.
 $V = 0.575 \text{ m}/\text{seg}$ $I = 0.0002592$ $\Delta h_f = 0.01 \text{ m}$.
 $\Delta h_{\text{LOCALIZADO}} = \frac{0.575^2}{20} \times 0.05 = 0.01 \text{ m}$
TOTAL 0.02 m.

NIVEL FONDO FINAL = 773.16

NIVEL FONDO INICIAL = 773.18

- ⑤ CANAL N°28
 $Q_c = 0.2875 \text{ m}^3/\text{seg}$ Long. $L = 2 \text{ m}$. $B = 1.00$ $h = 0.05 \text{ m}$.
 $V = 0.575 \text{ m}/\text{seg}$ $I = 0.0002592$ $\Delta h_f = 0.01$
NIVEL FONDO FINAL = 773.16
NIVEL FONDO INICIAL = 773.17

6.6 CAMARA DE CLORACION



① CANAL DE INGRESO HASTA CANALETA PARSHALL

CANAL (A)

$$Q_{\text{CALC MAX}} = 6000 \text{ m}^3/\text{h} = 1667 \text{ l}/\text{seg} = 1.667 \text{ m}^3/\text{seg}$$

ANCHO CANAL $B = 1.937 \text{ m}$.

LONGITUD $L = 12 \text{ m}$.

NIVEL FONDO INICIAL = 772.75 m.

NIVEL FONDO FINAL = 772.70 m.

PENDIENTE DE FONDO $I = \frac{0.05}{12} = 0.004166$

$$M = 0.013$$

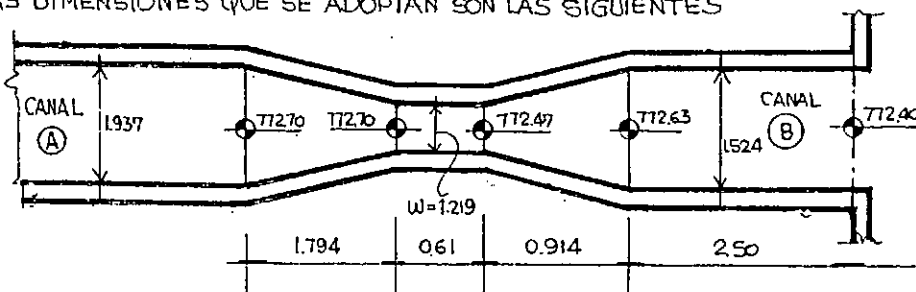
$$\frac{Q B^{1/3} M}{83 I^{1/2}} = \frac{1.667 \times 1.2462 \times 0.013}{7.2676 \times 0.0645} = \frac{0.027}{0.469} = 0.05756$$

$$\frac{h}{B} = 0.21 \therefore h = 0.21 \times 1.937 = 0.406 \text{ m}$$

HENDR QUE h DE PARSHALL COMO DEBE SER PARA QUE NO HAYA
PERTURBACION DE LECTURA POR EFECTO DE AGUA ARRIBA

② CANALETA PARSHALL

LAS DIMENSIONES QUE SE ADOPTAN SON LAS SIGUIENTES



LA FORMULA DESARROLLADA EN 1920 POR R.L. PARSHALL ES LA SIGUIENTE:

$$Q = 4 W H_a^{1.522} W^{0.026} = 4 \times 4 H_a^{1.522 \times 4^{0.026}} = 16 H_a^{1.5718589}$$

DONDE

$$Q = [cfs] = 28.317 [l/\text{seg}]$$

W = PIES

H_a = PIES

PARA $Q = Q_{\text{MAX}} = 1667 \text{ l/seg} = 58.8692 \text{ cfs.}$

$$H_d = \left(\frac{58.8692}{16} \right)^{1/1.577589} = (3.6793268)^{0.63377}$$

$$= 2.28332 \text{ PIES} = 0.696 \text{ m.}$$

SEGUN U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE, CIRCULAR 843, MAYO DE 1950, DE WILIN, COTLON Y STOREY. EL RANGO DE CAPACIDAD PARA ESTA GARGANTA ES EL QUE SURGE DE LOS SIGUIENTES LIMITES.

CAUDAL MINIMO = $1.3 \text{ cfs} = 36.8121 \text{ l/seg} = 132.5 \text{ m}^3/\text{h.}$

CAUDAL MAXIMO = $67.9 \text{ cfs} = 1922.7 \text{ l/seg} = 6921 \text{ m}^3/\text{h.}$

A CONTINUACION SE INDICA LA ESCALA Q, h DE ESTA CANALETA.

Q m^3/seg	h m	Q $\text{m}^3/\text{h.}$
0.30	0.2347	1.080
0.40	0.282	
0.45	0.304	
0.50	0.325	
0.55	0.345	
0.60	0.364	
0.65	0.383	
0.70	0.402	
0.75	0.420	
0.80	0.437	
0.85	0.454	
0.90	0.471	
0.95	0.487	
1.00	0.503	3.600
1.05	0.519	
1.10	0.535	
1.15	0.550	
1.20	0.565	
1.25	0.580	
1.30	0.595	
1.35	0.609	
1.40	0.623	
1.45	0.637	
1.50	0.651	
1.55	0.665	
1.60	0.678	
1.65	0.692	
1.70	0.705	
1.75	0.718	
1.80	0.731	
1.85	0.744	
1.90	0.756	
1.95	0.769	
2.00	0.781	7.200

③ CANAL DE SALIDA DE LA PARSHALL - CANAL ⑧

$Q_{\text{CALC MAX.}} = 6000 \text{ m}^3/\text{h} = 1.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ANCHO CANAL $B = 1.524 \text{ m.}$

LONGITUD $L = 2.50 \text{ m.}$

NIVEL FONDO INICIAL = 772.63

NIVEL FONDO FINAL = 772.40

PENDIENTE DE FONDO $I = \frac{0.23}{250} = 0.092$

$n = 0.013$

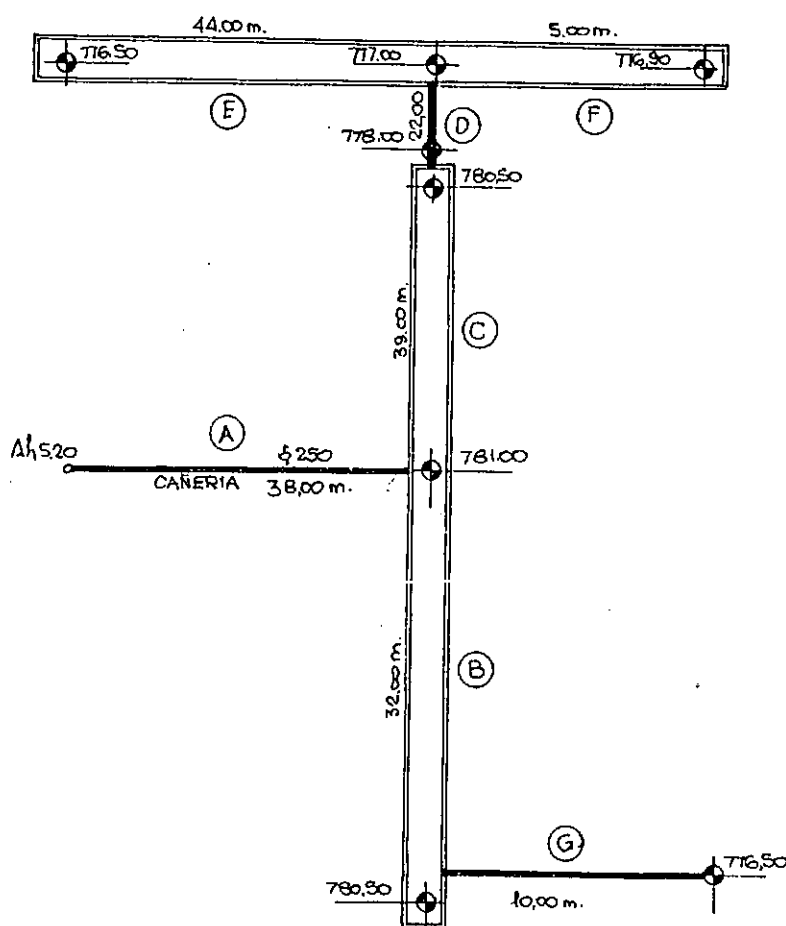
$$\frac{Q}{B^3 I^{1/2}} = \frac{1.667 \times 1.15077 \times 0.013}{3.5596 \times 0.3033} = \frac{0.02493}{1.0736} = 0.0232$$

$$\frac{h}{B} = 0.115 \therefore h = 0.115 \times 1.524 = 0.175 \text{ m}$$

EL NIVEL MAXIMO EN CLORACION QUE SE APORTA ES 772.80 m. EL CUAL ASEGURA UN FUNCIONAMIENTO CORRECTO DE LA PARSHALL.

6.7 PLAYAS DE SECADO

CANALETAS Y CAÑERIAS DE LA PRIMERA ETAPA



① CANAleta E

LONGITUD: $L = 44 \text{ m.}$

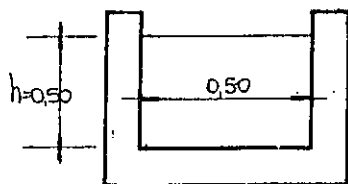
$B = 0,50$

$I = \frac{0,50}{44,00} = 0,01136$ (PENDIENTE REAL)

POR EFECTO DEL MATERIAL A TRANSPORTAR, SE TOMA UN FACTOR DE REDUCCION 4

$I_{\text{CALCULO}} = \frac{0,01136}{4} = 0,0028409$

$M = 0,013$



ALTURA DEL TIRANTE LIQUIDO $h=0,50$

$$\frac{h}{B} = \frac{0,5}{0,5} = 1$$

FORMULA DE GAUCKLER-MANNING-STRIKLER

$$\frac{Q W^{3/2}}{h^3 I^{1/2}} = 0,481 = \frac{Q \cdot 0,01032}{0,00666} = Q \cdot 1,5489$$

$$Q = \frac{0,481}{1,5489} = 0,31 \text{ m}^3/\text{seg.} = 310 \text{ l/seg}$$

② CANALETA (C)

LONGITUD $L = 39,00 \text{ m.}$

$B = 0,50 \text{ m}$

$$I = \frac{0,50}{3900} = 0,01282$$

$$I_{\text{CALCULO}} = \frac{I}{4} = 0,003205$$

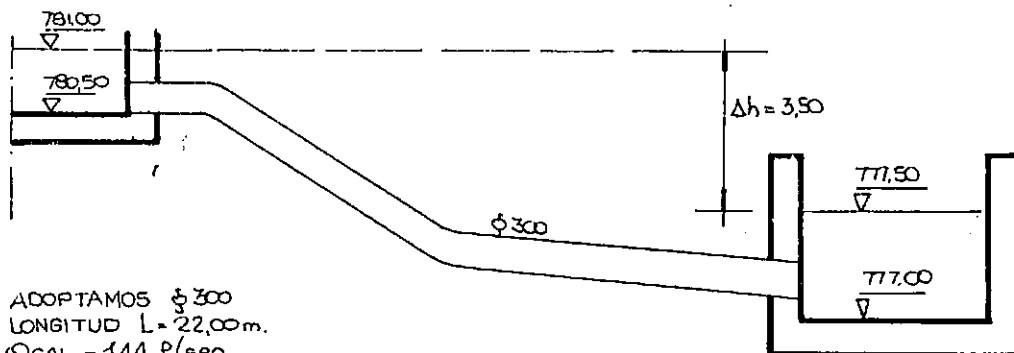
$$(I_{\text{cal}})^{1/2} = 0,0566$$

$$\frac{h}{B} = 1$$

$$\frac{Q \cdot 0,01032}{0,00707} = 0,481 \therefore Q = 0,329 \text{ m}^3/\text{seg.} = 329 \text{ l/seg.}$$

POR LO TANTO, LOS CANALES (B) y (F) COMO EL (C) PUEDEN EROGAR UN CAUDAL MAYOR QUE EL (E).

POR OTRA PARTE, COMO LA CAÑERIA (A), ES DE $\phi 250 \text{ mm.}$, Y ESTA PERMITE CONDUCCIR UN CAUDAL MAXIMO DE 144 l/seg. , ESTE ES EL CAUDAL DE FUNCIONAMIENTO MAXIMO QUE ES NECESARIO VERIFICAR EN LA CAÑERIA (D)



ADOPTAMOS $\phi 300$

LONGITUD $L = 22,00 \text{ m.}$

$Q_{\text{CAL}} = 144 \text{ l/seg.}$

$$V = \frac{0,144 \text{ m}^3/\text{seg.}}{3,14 \times 0,3^2} = 2,038 \text{ m/seg.}$$

$$I_{\text{REAL}} = 4 \times 0,023633 = 0,09453$$

$$\Delta h = 22 \times 0,09453 = 2,0797 \text{ m.}$$

PERDIDAS DE CARGA LOCALES

EMBOCADURA $0,5 \times 4 \times V^2/\text{seg.}$

CURVAS $2 \times 4 \times 0,3 \times V^2/\text{seg.}$

DESEMBOCADURA $4 \times 0,5 \times V^2/\text{seg.}$

$$\Delta h_{\text{LOCAL}} = 1,78 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{\text{TOTAL}} = 2,038 + 1,785 = 3,83 \text{ m.}$$

VERIFICAMOS $\phi 350 \text{ mm.}$

$$V = 1,50 \text{ m/seg.}$$

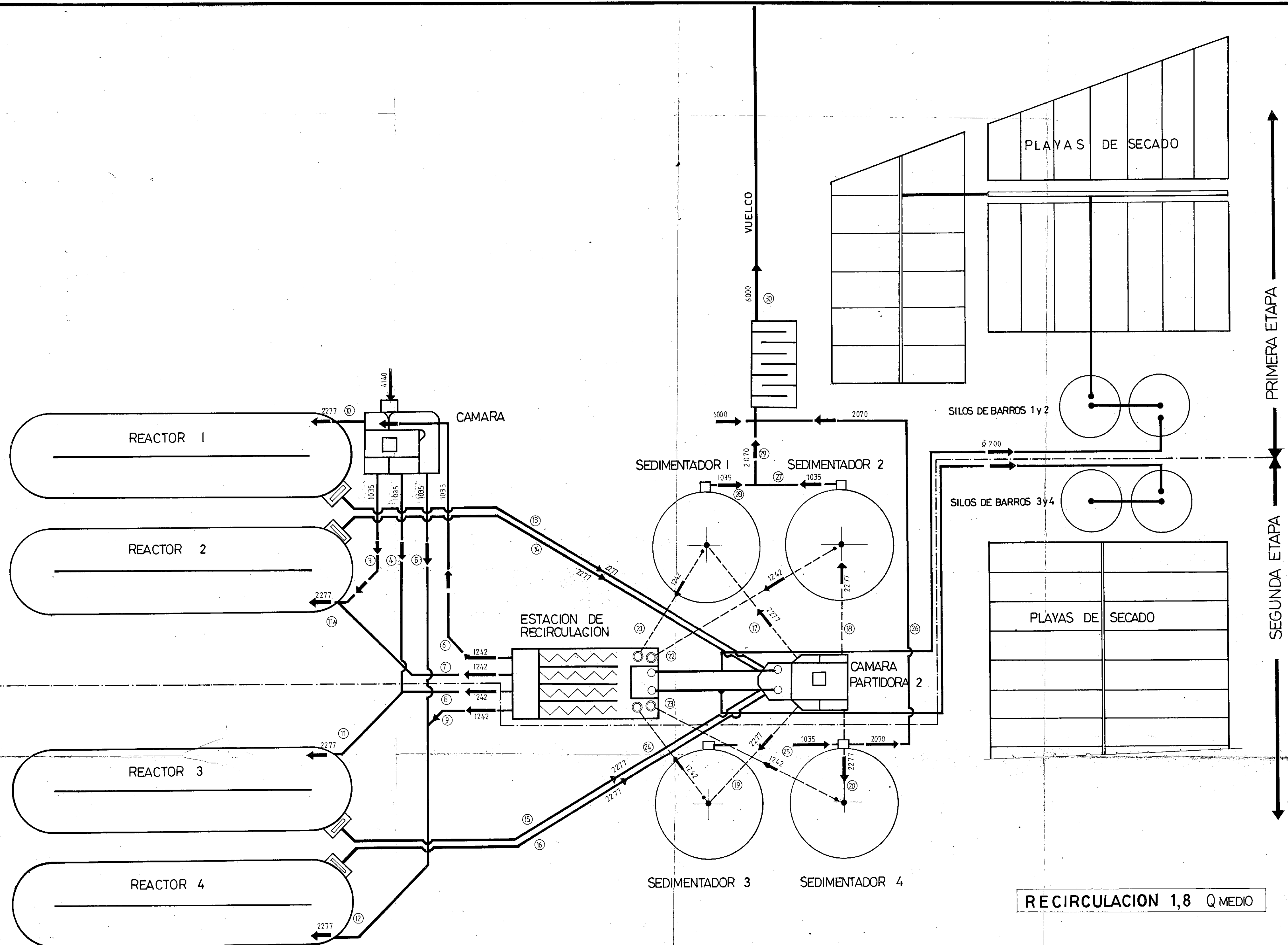
$$I_{\text{REAL}} = 4 \times 0,010338 = 0,041352$$

$$\Delta h_{\text{REAL}} = 0,041352 \times 22 = 0,909 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{\text{LOCAL}} = 8,6 \times \frac{2,25}{20} = 0,9675 \text{ m}$$

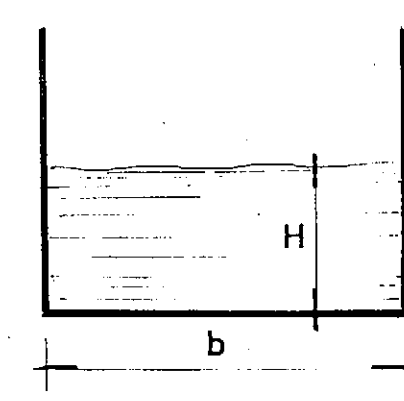
$$\Delta h_{\text{TOTAL}} = 1,876 \text{ m.}$$

SE ACONSEJA EL DIAMETRO $\phi 350 \text{ mm.}$

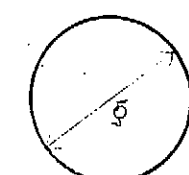


RECIRCULACION 1,8 Q MEDIO

N°	Q	Q	b	δ	INTRADOS FONDO		ALTURA DEL AGUA		LONGITUD	I	R	V	H	N°
	m³/h	m³/seg	m	m	Anterior	Posterior	Anterior	Posterior	m	°/∞	m	m/seg	m	
3	1035	0.2875	1.00		776.27	776.22	776.57	776.52	50	1.0665	0.1875	0.958	0.30	3
4	1035	0.2875	1.00		776.253	776.22	776.623	776.59	56	0.597	0.2126	0.777	0.37	4
5	1035	0.2875	1.00		776.27	776.23	776.65	776.61	70	0.545	0.216	0.756	0.38	5
6	1242	0.345	1.65		776.75	776.70	777.00	776.95	65	0.769	0.191	0.830	0.25	6
7	1242	0.345	1.65		776.75	776.72	776.95	776.92	20	1.50	0.161	1.031	0.20	7
8	1242	0.345	1.65		776.75	776.72	776.92	776.89	12	2.50	0.141	1.219	0.17	8
9	1242	0.345	1.65		776.75	776.72	776.91	776.88	10	3.00	0.134	1.291	0.16	9
10	2277	0.6325	1.65		776.28	776.20	776.51	776.43	22	3.636	0.1198	1.729	0.23	10
11	2277	0.6325	1.65		776.22	776.20	776.59	776.57	24	0.833	0.2554	1.045	0.37	11
12	2277	0.6325	1.65		776.23	776.18	776.61	776.56	65	0.7692	0.2601	1.017	0.33	12
13	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	55	2.50		1.258		13
14	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	55	2.50		1.258		14
15	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	55	2.50		1.258		15
16	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	55	2.50		1.258		16
17	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	45	2.50		1.258		17
18	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	45	2.50		1.258		18
19	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	45	2.50		1.258		19
20	2277	0.6325	0.80	0.80	775.60	775.00	775.16	775.50	45	2.50		1.258		20
21	1242	0.345	0.60	0.60	773.10		774.924	774.69	40	3.394		1.22		21
22	1242	0.345	0.60	0.60	773.10		774.924	774.629	58	3.394		1.22		22
23	1242	0.345	0.60	0.60	773.10		774.924	774.629	58	3.394		1.22		23
24	1242	0.345	0.60	0.60	773.10		774.924	774.629	40	3.394		1.22		24
25	1035	0.2875	1.00	0.90	773.58	773.57	774.08	774.07	42	0.259	0.25	0.575	0.50	25
26	2070	0.575	1.00		773.57	773.28	774.07	773.18	158	1.03	0.25	1.15	0.50	26
27	1035	0.2875	1.00		773.18	773.16	773.68	773.66	38	0.259	0.25	0.575	0.50	27
28	1035	0.2875	1.00		773.17	773.16	773.67	773.66	2	0.259	0.25	0.575	0.50	28
29	2070	0.575	1.00		773.16	773.15	773.66	773.65	8	1.03	0.25	1.15	0.50	29
30	4140	1.15		0.90				768.00	100	4.30		1.80		30



$v = 90 R^{2/3} I^{1/2}$



COLEBROOK $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0^\circ \text{C}$

CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
DIAGRAMA DE CAUDALES (r=1,8)		
V B	ING MARCELO PUJOL	FECHA
PROYECTO		PLANO N°
		3 BIS
DIBUJO		ESCALA S/E

O B S E R V A C I O N



Indicar bibliografía.-

R E S P U E S T A

Se agrega el detalle de la bibliografía a que el texto remite, con su código de referencia.-

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- MyE Metcalf-Eddy - 1985 - Labor
- MyE 1977 Metcalf-Eddy - 1977 - Labor
- MTDA Manual Técnico del Agua Degremont, 1979
- Imhoff Imhoff, Karl. Manual de Saneamiento, 1969-Blume
- Parker Parker, Homer W., Wastewater Syst. 1975 Englewood --
Cliffs
- WPCF ASCE-WPCF-Wastewater Treatment Plant Design 1977 WPCF
- FAIR Fair, Geyer y Okun, Ingeniería Sanitaria y Aguas Resi-
duales, 1971 Limusa
- Purschel Puerschel Wolf. El Tratamiento de las Aguas Residua--
les. 1976 - Urmo
- VTCH Ven Te Chow. Hidráulica de los Canales Abiertos. 1986
Diana
- FyS Flygt System Engineers. Pumping Station Whith Large
Centrifugal Pumps. 1988
- Vosloo Vosloo, P.B.B. Some factors Relating to the Design of
Activated Sludge Plants - Wat.Poll. --
Control 1970 p.486-495
- Vesilind Vesilind Aarne. Treatment and Disposal of Wastewater
Sludges. Ann Arbor Science, Michigan
1979
- White White, J.B. Wastewater Engineering, Ed Arnold, London
1978
- Schönborn Schönborn W. Biotechnology, vol.8. VCH Weinheim- New
York, 1986
- Pj Pujol, M. Técnicas de Diseño de Sistemas de Alcanta-
rillado Cloacal - Sistemas de Tratamiento-
Cap.12 - COFAPIS-AIDIS, 1989, Buenos Aires
- Pj 78 Pujol, M. Plantas de Oxidación Prolongada Autorregu-
ladas en Regimenes Transitorios - Revista
de Ingeniería 102 -CIPBA, 1978, La Plata

ANEXO I

DEMANDA TOTAL DEL PROYECTO

AÑO	POBLACION ESTABLE						POBLACION FLOTANTE (90% de Plazas Totales)						POBLACION TOTAL EQUIVALENTE (Hab)	COBERTURA SERVICIO (%)	POBLACION SERVIDA EQUIVALENTE (Hab)	DOTACION DE CALCULO (l/Hab día)	CAUDAL MEDIO ANUAL (m3/día)	CAUDAL MAXIMO DIARIO (m3/día)	CAUDAL MAXIMO HORARIO (m3/día)
	Casco Urbano	Area A	Area B1	Area B2	Area B3	TOTAL	Casco Urbano	Area A	Area B1	Area B2	Area B3	TOTAL							
1990	49,210	9,981	3,000	4,631	6,012	72,834	20,968	2,467	0	1,233	0	24,668	89,855	75	67,391	290	19,543	29,315	43,973
1991	49,748	10,729	3,300	4,895	6,132	75,005	21,215	2,496	0	1,248	0	24,960	92,227	76	70,069	291	20,387	30,580	45,870
1992	50,697	11,534	3,630	5,124	6,253	77,241	21,467	2,525	0	1,263	0	25,255	94,667	77	72,657	292	21,268	31,901	47,852
1993	51,458	12,399	3,993	5,313	6,390	79,543	21,721	2,555	0	1,278	0	25,554	97,175	78	75,759	293	22,187	33,291	49,922
1994	52,230	13,329	4,392	5,455	6,508	81,314	21,977	2,586	0	1,293	0	25,856	99,754	79	78,780	294	23,148	34,722	52,083
1995	53,013	14,329	4,832	5,545	6,638	84,356	23,583	2,775	0	1,387	0	27,745	103,500	80	82,900	295	24,409	36,614	54,921
1996	53,543	15,045	5,121	6,357	6,804	86,870	23,833	2,804	0	1,402	0	28,039	106,217	81	86,010	296	25,439	38,158	57,237
1997	54,079	15,797	5,429	7,191	6,974	89,459	24,085	2,834	0	1,417	0	28,335	109,011	82	89,349	297	26,513	39,770	59,655
1998	54,619	16,587	5,754	8,017	7,148	92,126	24,340	2,864	0	1,432	0	28,635	111,884	83	92,823	298	27,635	41,452	62,178
1999	55,166	17,417	6,100	8,863	7,327	94,872	24,597	2,894	0	1,447	0	28,938	114,839	84	96,437	299	28,805	43,207	64,811
2000	55,717	18,288	6,466	9,719	7,510	97,700	25,200	3,082	0	1,541	0	30,824	118,959	85	101,123	300	30,304	45,456	68,194
2001	56,274	19,202	6,854	9,900	7,698	99,923	25,451	3,112	0	1,556	0	31,119	121,490	85	103,781	301	31,203	46,804	70,206
2002	56,837	20,162	7,265	10,052	7,890	102,206	25,704	3,142	0	1,571	0	31,416	123,283	86	106,512	302	32,129	48,193	72,290
2003	57,406	21,176	7,701	10,172	8,087	104,536	26,959	3,172	0	1,586	0	31,717	125,421	86	109,316	303	33,083	49,625	74,437
2004	57,980	22,227	8,163	10,257	8,290	106,920	27,217	3,202	0	1,601	0	32,020	127,014	87	112,198	304	34,067	51,100	76,651
2005	58,559	23,310	8,633	10,309	8,497	109,358	28,417	3,290	0	1,695	0	33,902	132,750	87	116,109	305	35,070	52,655	78,933
2006	59,106	23,807	9,099	11,358	8,752	111,851	29,068	3,420	0	1,710	0	34,198	135,448	88	117,147	306	36,415	54,623	81,234
2007	59,653	24,293	9,559	12,893	9,014	114,401	29,322	3,450	0	1,725	0	34,496	138,204	88	122,249	307	37,492	56,228	84,257
2008	59,900	24,759	9,733	14,223	9,285	117,909	29,578	3,480	0	1,740	0	34,798	141,020	89	125,475	308	38,602	57,903	86,854
2009	59,147	25,264	10,122	15,581	9,563	119,677	29,836	3,510	0	1,755	0	35,101	143,897	89	128,769	309	39,745	59,618	89,427
2010	59,295	25,769	10,527	16,764	9,850	122,406	31,473	3,698	0	1,849	0	36,980	147,922	90	133,130	310	41,226	61,840	92,759
2011	59,443	26,285	10,948	17,946	10,146	124,768	31,685	3,728	0	1,864	0	37,277	150,489	90	136,175	311	42,308	63,462	95,193
2012	59,592	26,810	11,386	18,938	10,450	127,176	31,940	3,758	0	1,879	0	37,576	153,194	91	139,272	312	43,418	65,128	97,692
2013	59,741	27,347	11,842	19,938	10,764	129,631	32,196	3,788	0	1,894	0	37,878	155,767	91	142,482	313	44,559	66,839	100,258
2014	59,890	27,894	12,315	20,947	11,087	132,133	32,453	3,818	0	1,909	0	38,182	158,478	92	145,749	314	45,730	68,595	102,893
2015	60,040	28,451	12,808	21,954	11,419	134,683	34,049	4,006	0	2,003	0	40,053	162,323	92	150,094	315	47,248	70,373	105,509
2016	60,190	29,020	13,320	22,990	11,762	137,282	34,302	4,036	0	2,018	0	40,356	165,128	93	153,515	316	48,484	72,226	108,090
2017	60,341	29,601	13,853	24,023	12,115	139,932	34,557	4,066	0	2,033	0	40,656	167,994	93	157,017	317	49,753	74,650	111,945
2018	60,491	30,193	14,407	25,063	12,478	142,632	34,814	4,096	0	2,048	0	40,958	170,893	94	160,603	318	51,057	76,535	114,877
2019	60,643	30,797	14,933	26,110	12,852	145,385	35,073	4,126	0	2,063	0	41,262	173,855	94	164,273	319	52,395	78,583	117,899
2020	60,794	31,413	15,533	27,163	13,238	148,191	35,336	4,154	0	2,157	0	43,137	177,956	95	169,053	320	54,098	81,148	121,722

TASAS DE CRECIMIENTO ANUAL ADOPTADAS (%)

	Casco Urbano	A	B1	B2	B3	TOTAL
1990/1995:	1.50	7.50	10.00	3.67	2.00	2.98
1995/2005:	1.00	5.00	5.00	6.40	2.50	2.63
2005/2020:	0.25	2.00	4.00	5.67	3.00	3.05

ANEXO II

Catálogos

TYPE

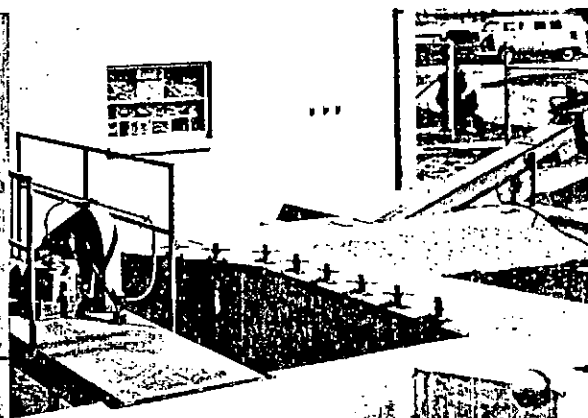
CS & CDS Circuline grit collectors

Type CS

Type CS Circuline grit collectors are designed for flows of 2 MGD to 36 MGD and influent sewers that are less than 6 feet deep. These collectors consist of a Circuline grit collector that discharges directly into a screw conveyor. Scraper blades on the arms of the Circuline collector convey the grit to the grit sump. Grit is removed from the grit sump by the screw conveyor and is washed and dewatered as it is conveyed to the discharge point.

Deflector vanes in the influent channel distribute the flow uniformly across the width of the tank. Organic control vanes are also provided to direct a portion of the flow over the screw conveyor for a controlled washing action.

Type CS Circuline grit collector installed at municipal sewage treatment plant.

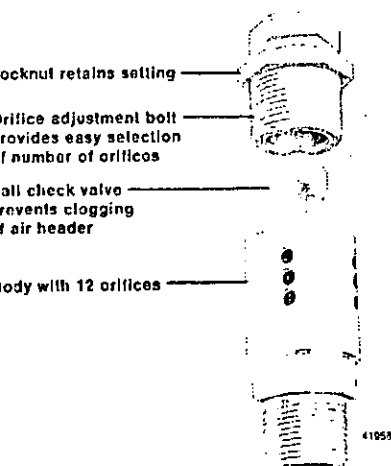
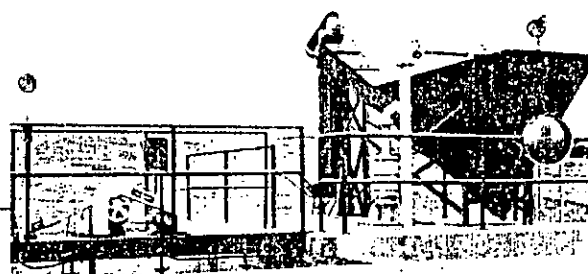


Type CDS

Type CDS Circuline grit collectors are designed primarily for deep sewer applications and flows from 2 MGD to 36 MGD. This type consists of a Circuline grit collector, Vortex Ni-hard grit pump, and grit dewatering screw. Scraper blades on the arms of the Circuline collector convey the grit to the grit sump. The grit is removed from the sump by the Vortex Ni-hard

grit pump which elevates it to a dewatering and washing screw. Deflector vanes in the influent channel distribute the flow uniformly across the width of the tank.

Type CDS Circuline grit collector installed at municipal sewage treatment plant.



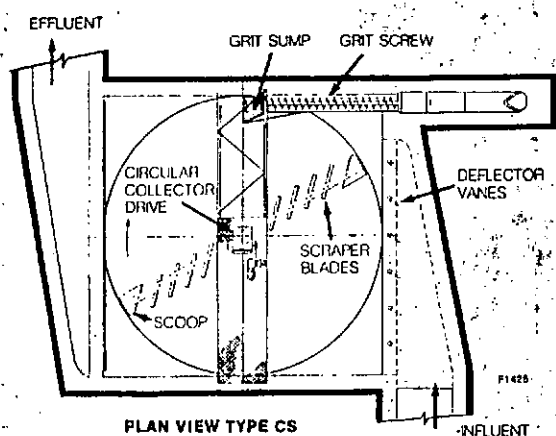
AdjustAir® diffuser

AdjustAir diffusers are used for aeration of liquids—water, sewage, and industrial wastes or process water. In aerated grit chambers they provide a uniform velocity to prevent settling of putrescible solids.

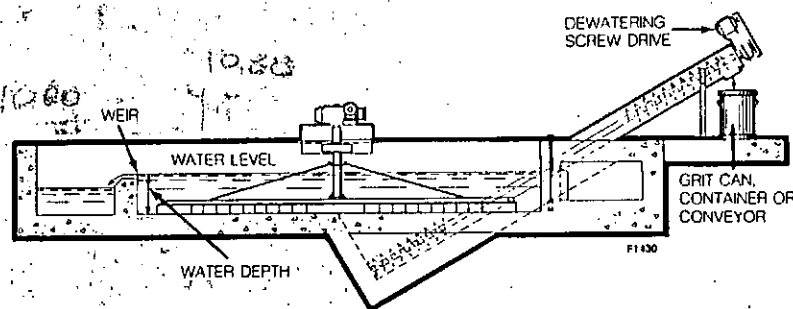
AdjustAir diffusers provide simplified aeration that can easily be adjusted to meet changing load requirements. They eliminate the need for elaborate air filter systems. The number of open

orifices can be varied to control desired air volume, head loss, and aeration pattern. These efficient units are screwed into fixed or swing-type air header pipes.

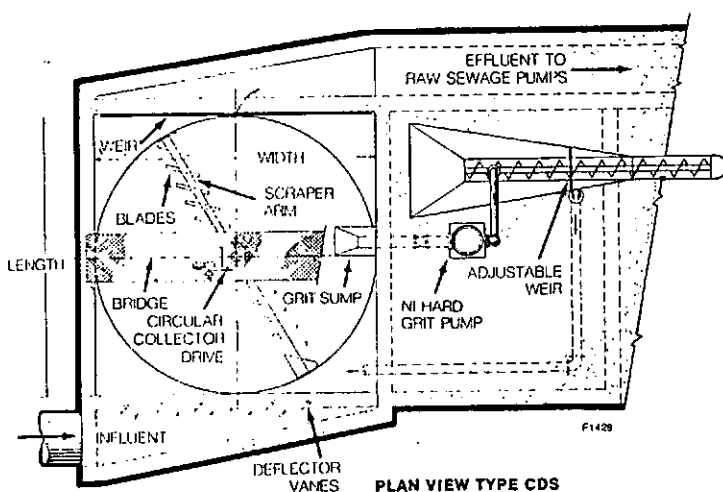
AdjustAir diffusers are made of Delrin, a non-corrosive, impact resistant plastic that does not absorb water. The $\frac{1}{2}$ " diameter orifices provide constant size small bubbles for most effective aeration.



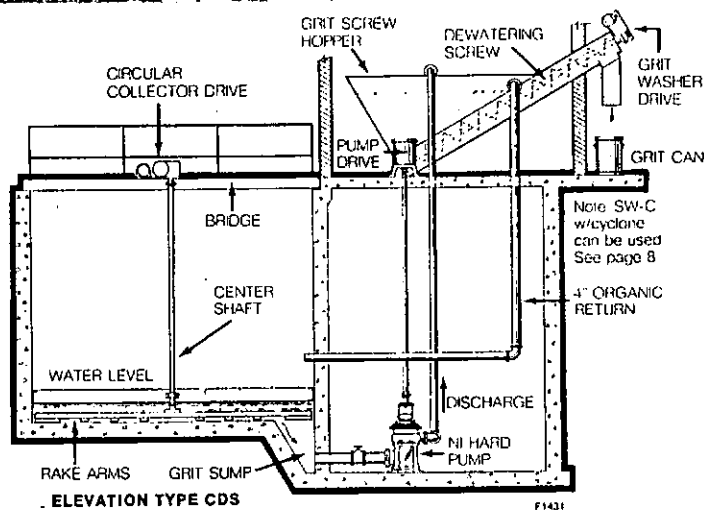
PLAN VIEW TYPE CS



ELEVATION TYPE CS



PLAN VIEW TYPE CDS



ELEVATION TYPE CDS

Discfuser® diffuser air diffusion unit

Discfuser diffusers are recommended for applications where coarse bubble diffusion is satisfactory.

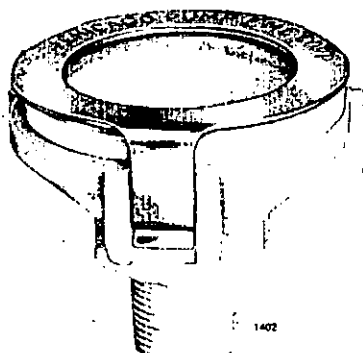
The Discfuser, consists of three elements: A Cycloc housing; a stainless steel retaining ring; and a PVC movable disc. The movable disc is inserted between the diffuser housing and the stainless steel retaining ring, and is free to rise and fall between the housing and the retaining ring. As air is discharged through the diffuser, the disc rises and air is permitted to pass around the entire periphery of the diffuser, into the liquid.

If air supply is interrupted for any reason, the hydrostatic pressure of the liquid above the diffuser will force the

disc against the diffuser housing. This prevents the passage of liquor into the air supply piping, which could result in excess solids accumulating within the air piping system.

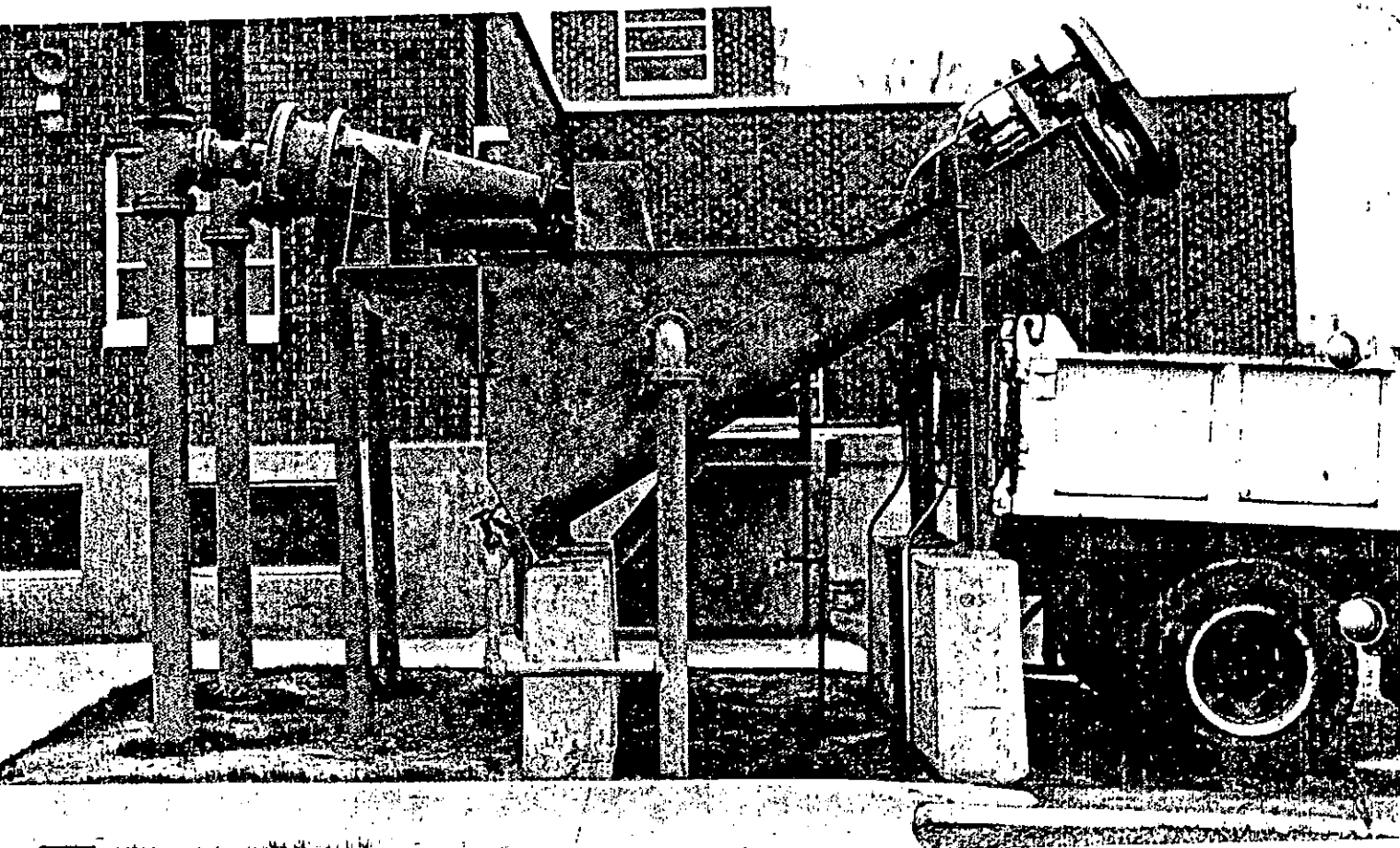
Discfuser diffusers are available with various control orifices. Proper orifice selection, at the time of application and installation permits the correct amount of air to be introduced into the liquor throughout the tank contents while optimizing the head loss through the system to minimize power costs.

In addition to their being used in grit removal systems, Discfuser diffusers are successfully used in aeration, and aerobic digester applications.



PE

SW & SW-C Straightline grit washer



Two Type SWC grit washers receive underflow from cyclones, degritting sludge from primary collectors.

grit may be removed from chambers by various methods:

the grit is removed in dry state by hand shovelling, grab bucket or other mechanical means, it must be washed to remove the putrescible matter.

the grit is removed by air lift, water ductor or pump, it must be dewatered and washed to produce a product which is inoffensive and can be easily handled.

the grit is removed by conveyor or bucket elevator such as Types ASB or ASB grit collector systems, it must be dewatered and washed to produce an acceptable product.

Type SW

The Type SW grit washer will dewater and wash grit to a low putrescible content. When grit is removed in a dry state, water is added in the SW grit

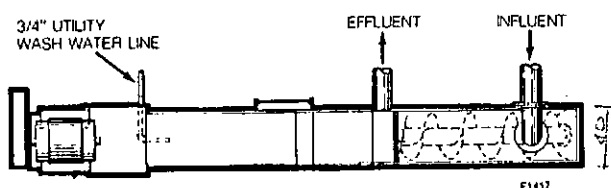
washer to float out the putrescible matter and the grit is removed by the screw. When grit is removed with water, the SW grit washer dewateres the grit and removes the putrescible matter. When grit is removed by conveyor or bucket elevator, it is desirable to flush the grit from the buckets with spray water to assure complete cleaning of the buckets. The spray water not only cleans the buckets but also scours the grit particles and aids in the reduction of putrescible content. This washer is an ideal unit to separate the grit, water and putrescible matter.

At small plants the grit washing will be only for a short period every day and, therefore, fresh water (avoid cross connection contamination) can be used. At larger installations when greater volumes of water are required the plant effluent can be used. At such plants it may be desirable to screen the spray water supply with a FMC disc screen.

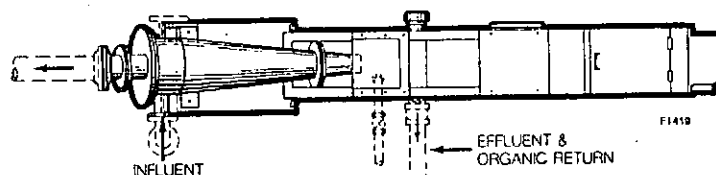
There are six sizes of Type SW Straightline grit washers. Normally, the size used should be selected on the basis of the volume and size of grit to be handled. This will establish the volume of wash water required. If a greater volume of water is required to convey the grit to the washer than that required for washing the grit, the surface area and the size of hopper should be increased or a cyclone may be used.

Type SW-C with cyclone

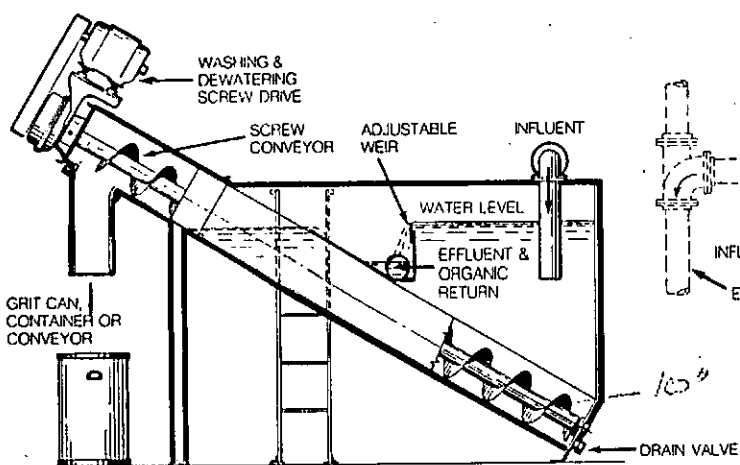
Cyclones are used in conjunction with SW washers when sludge and grit are separated, or where the rate of water for conveying the grit would require an excessively large SW unit. In such applications, the cyclone would be used for grit washing and the SW for grit dewatering.



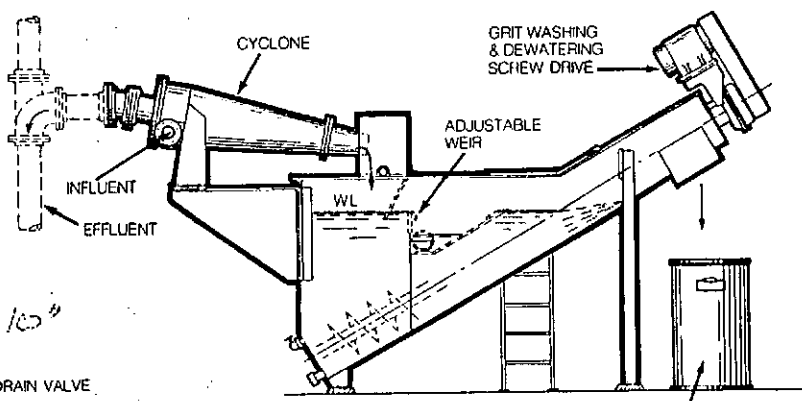
PLAN VIEW TYPE SW



PLAN VIEW TYPE SW-C



SECTION SW



ELEVATION TYPE SW-C

GRIT CAN CONTAINER OR CONVEYOR

Industrial classifiers

Type SW thickeners and screw washer classifiers are designed to handle low to moderate solids loads in a slurry which is to be deslimed, dewatered, or washed. The thickener consists of an inclined screw mounted in a steel tank. The size of the tank is determined by the surface area required to effect the desired separation.

Slurry is discharged into the tank where underflow material settles out of suspension and clarified overflow passes over an adjustable weir into an effluent box.

The screw serves two purposes: it conveys solids to the discharge point, and it agitates the fluidized bed of materials, releasing entrapped slimes for removal. The screw carries materials up one side of the trough; the other side is left open for liquid drainage. The design permits the screw to deliver a well-dewatered product of about 80 percent solids content.

The screw flights are usually constructed of Cor-Ten steel, but other

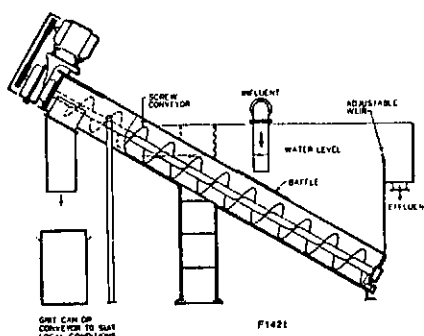
materials are available.

The lower end of the screw is fitted with an internal bearing which is either grease or water purged.

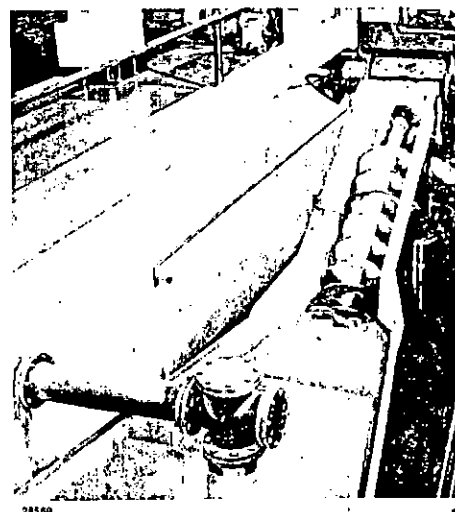
The drive consists of an In-Line helical gear speed reducer with a V-belt drive to the motor.

Sizes available up to 48" diameter.

Grit washing and dewatering screw at Sewage Treatment Plant. An air lift elevates the grit and water from the grit chamber to the washer. The water overflow is returned to the plant for further treatment and the grit is discharged with the ashes from the screening incinerator.



F1421



28559

CONSTRUCTION ALTERNATIVES

The design principles of the standard rectangular sump (shown on Fig. 1) can serve as a basis for the development of alternative arrangements.

The length required for the basic sump arrangement, when the number of pumps is more than about six, could be a problem in some cases. In such cases, a "double sump", as shown in Figs.

8—9 could be more convenient and practical. From the point of view of construction, there can be advantages in using a circular outer structure. Inside such a structure, individual pump sump modules, similar to those used for the compact sump, can be accommodated (see Fig. 10).

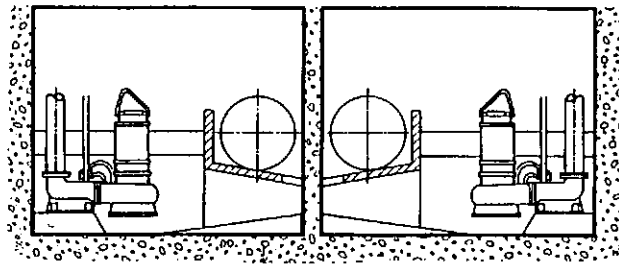
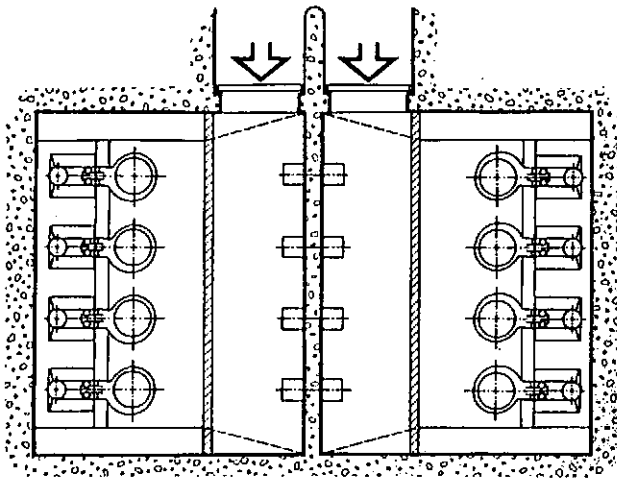


Fig. 8 Double sump with side entry at mid-height.

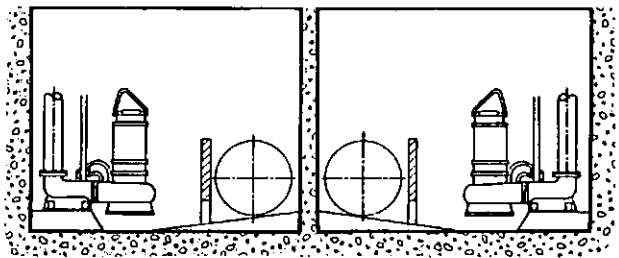
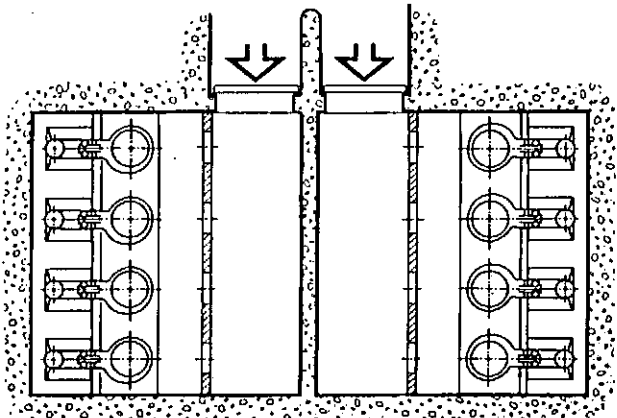


Fig. 9 Double sump with side entry close to sump floor.

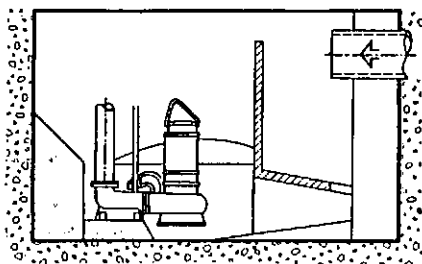
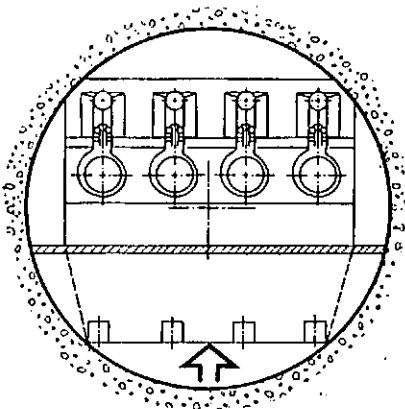
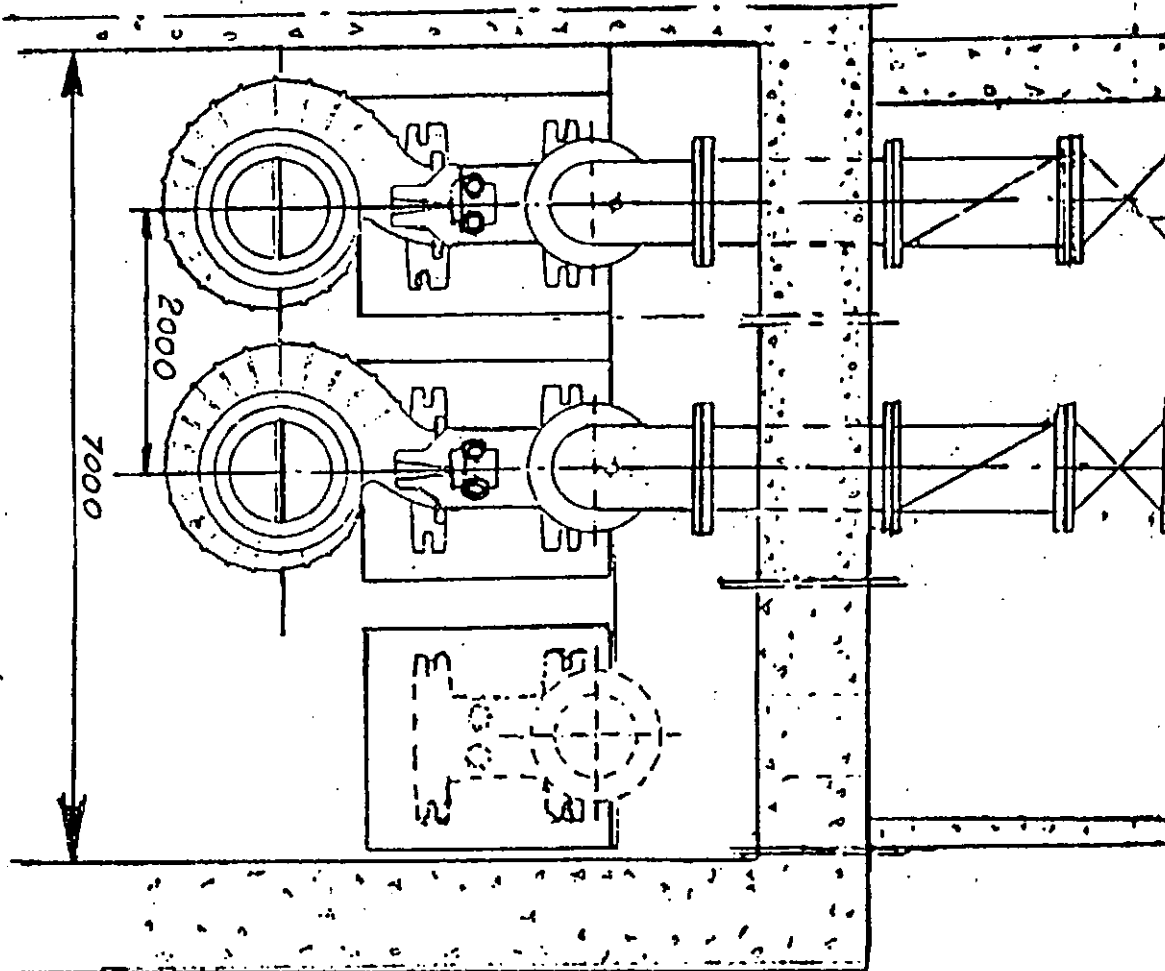
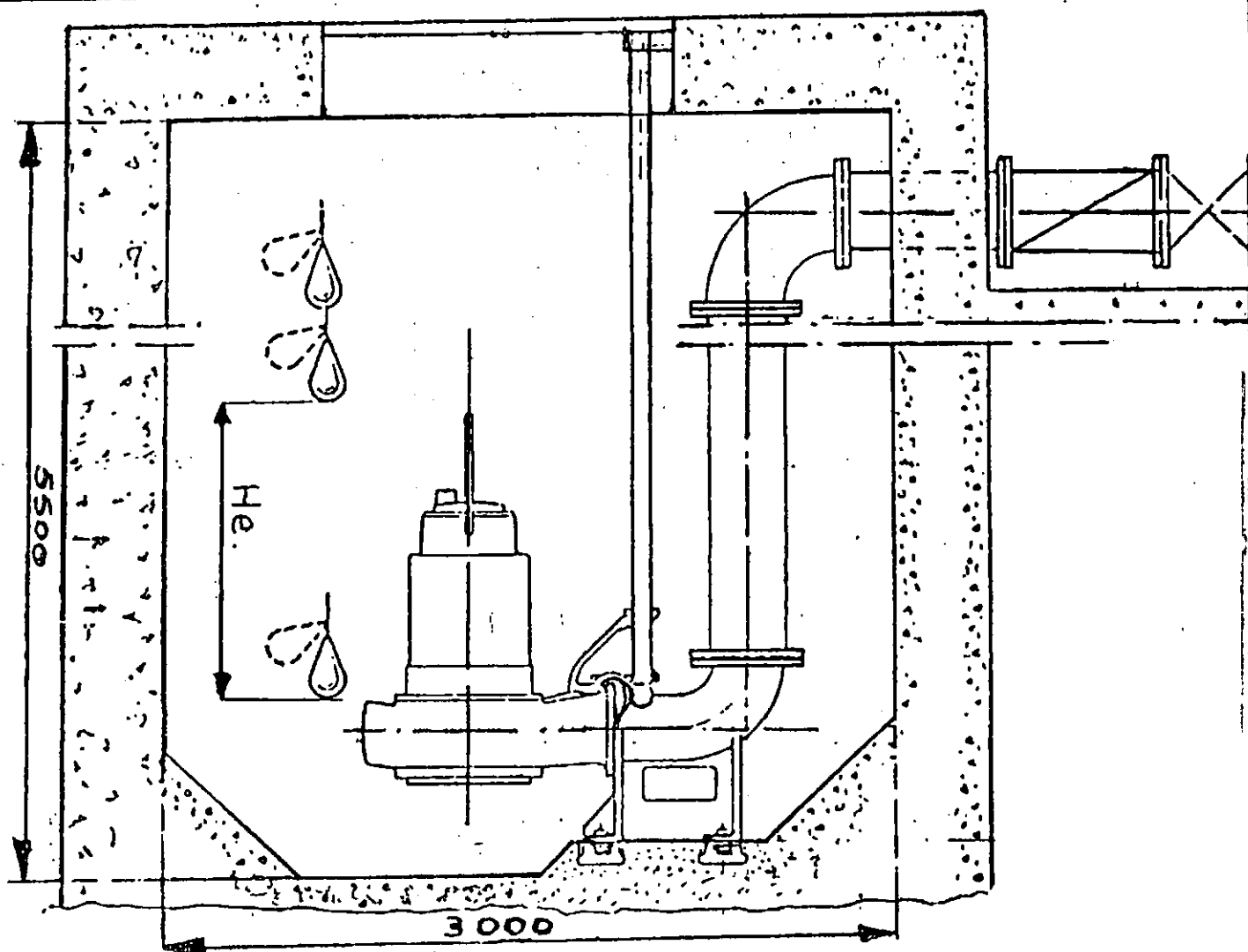
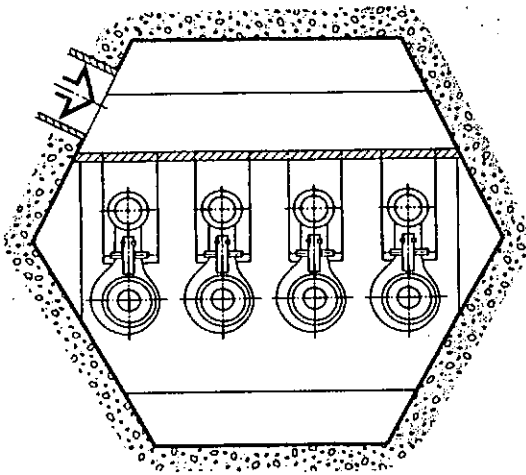


Fig. 10 Circular outer structure. Inlet chamber in front of the pumps.



<p>Subterráneo</p>	<p>FLUJO</p>	<p>CP 3300</p>
<p>1/2" x 1/2"</p>	<p>1/2" x 1/2"</p>	<p>1/2" x 1/2"</p>
<p>1/2" x 1/2"</p>	<p>1/2" x 1/2"</p>	<p>1/2" x 1/2"</p>



A special arrangement, with the inlet chamber behind the pumps, is shown in Fig. 11. Here the water passes into the pump chamber through openings between the pump support plinths. The hexagonal outer structure was chosen for structural engineering reasons.

Fig. 11 Hexagonal configuration. Inlet chamber behind the pumps.

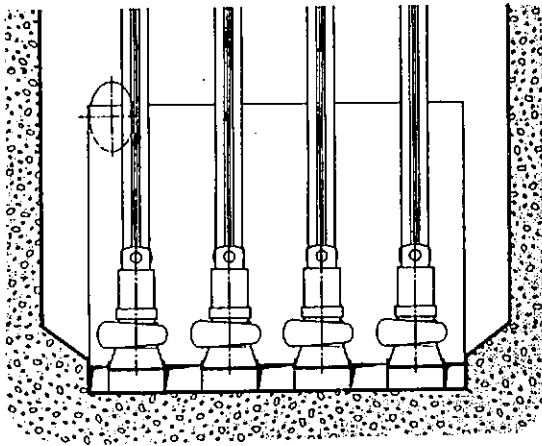


Fig. 11

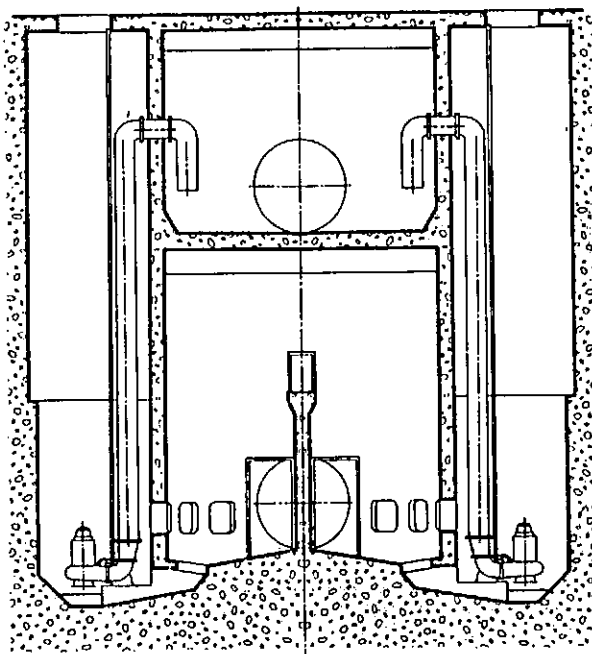
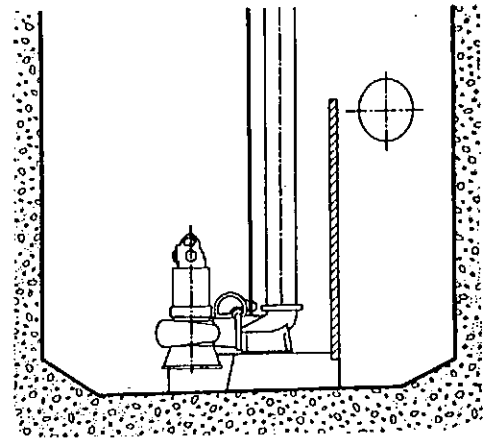
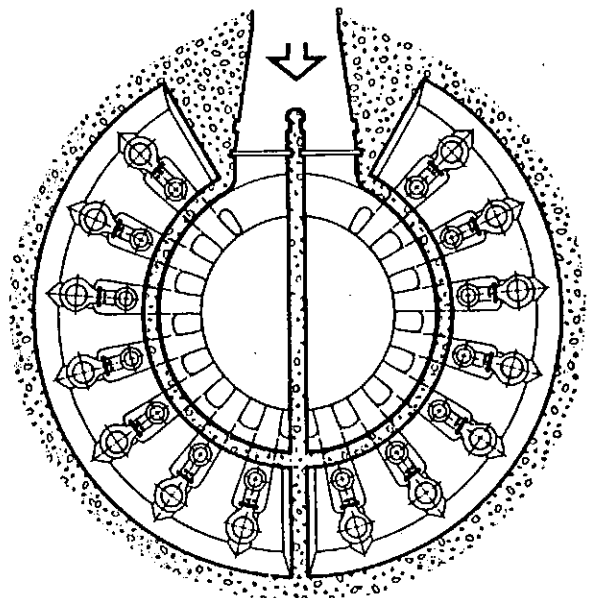


Fig. 12



Design and function of the VOEST-ALPINE Belt Filter Presses

Depending on the specific sludge characteristics the VOEST-ALPINE belt filter press can be constructed by using elements of the following units, whereby units of the S-, D-, E- and P-stage can be used independently if such a necessity should arise.

- Mixing and reagent equipment (M)
- Pre-dewatering units of different types (A, F, S, V)
- Pressure dewatering equipment of different type (D, E)
- Compressing stage (P)

● Mixing and reagent equipment
By a specially designed mixing and reagent stage, thorough mixing and a reaction period corresponding to the specific sludge characteristics is obtained, resulting in a minimum consumption of flocking agents and a high throughput.

● Preliminary dewatering
In the interest of a higher throughput, preliminary dewatering of the thin sludge is advisable for a great number of sludge types. The volume of the supplied sludge can be reduced by an appropriate preliminary dewatering system to a third and even a tenth of the initial volume.

The following alternatives are available:

Alpasiv (A-stage)
Carried out as perforated screen; no movable parts, little maintenance required.

Flat belt dewatering (F-stage)
Endless circulating filtering belt, the speed of which is infinitely variable.

Pocket-type belt dewatering system (S-stage)
Circulating filter pockets, hence, a larger active filtering face, separate drive with infinitely variable speed.

Extended straining zone (V-type)
By extending the straining zone of the D- and E-stage a longer throughput time in the gravity zone is achieved.

● Pressure dewatering
After preliminary dewatering the sludge is fed into the compression stage (stage D or E). The main difference between the D- and the E-stages lies in the number of pressing rolls. Depending on the degree of dewatering and the compressibility of the sludge, five rolls will be used for stage D and two or four rolls for stage E.

If the plant covers preliminary dewatering systems, or if only a low throughput is required, D- or E-stages can also be used without preliminary dewatering stage.

The pressure dewatering function covers three zones:

The straining zone
Same covers a trapezoidal tank, the bottom of which is formed by the filtering belt. The ascending arrangement of the filtering belts prevents the water from following the sludge.

The wedge zone
By the wedge-type arrangement of the filtering belts the sludge is subjected to an increasing pressure. The angle formed by the upper and lower filtering belt of the D-stage can be adjusted, as the return roll is supported in an adjustable bracket. By this arrangement the machine can be better adapted to the different sludge characteristics.

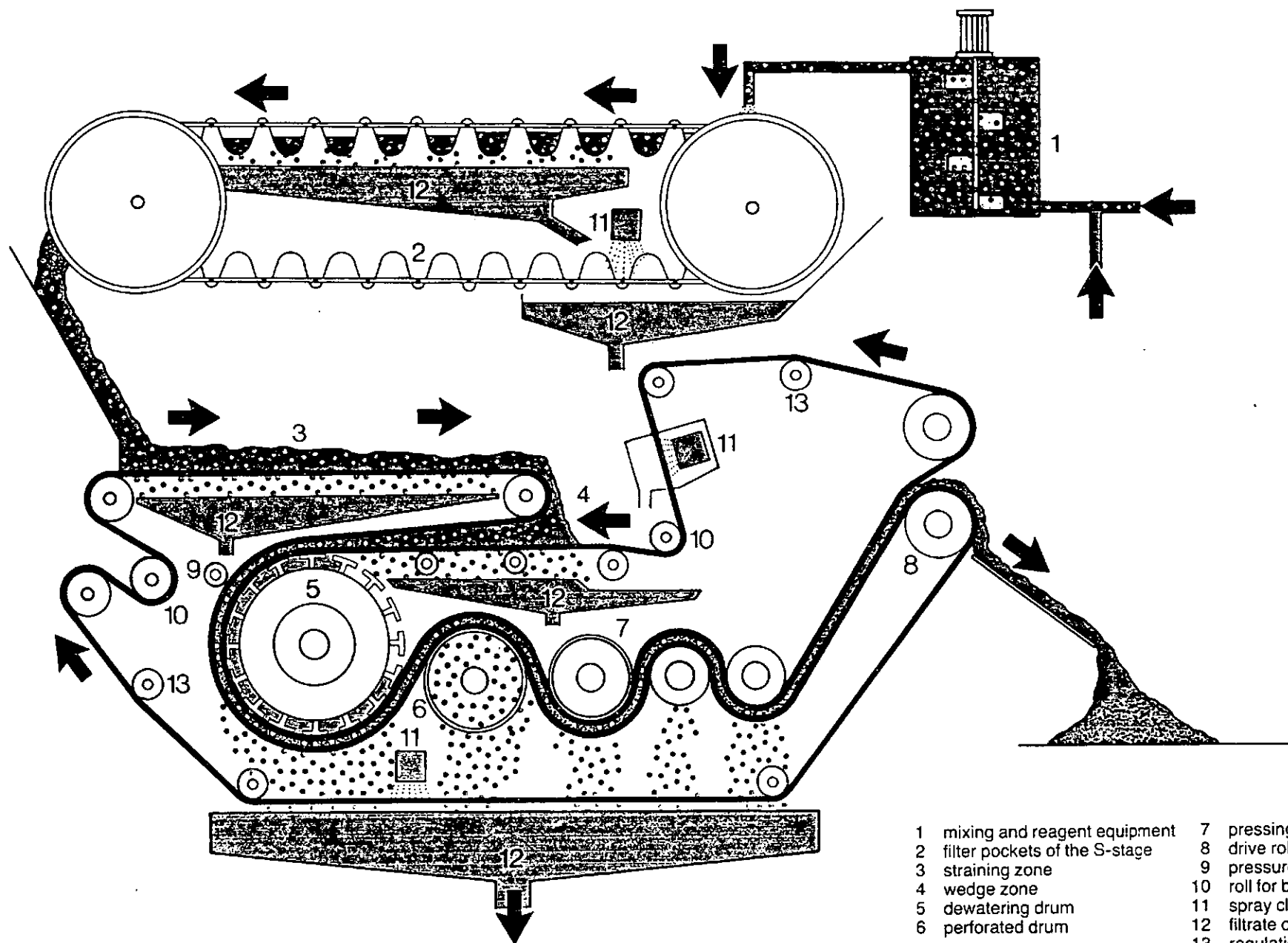
The pressure zone
Now the sludge reaches the so-called T-drum. With this drum, which has been developed by VOEST-ALPINE, a maximum degree of dewatering is achieved.

Subsequently sludge cake is subjected to a continuously increasing pressure, which is controlled by the belt tension.

Due to the favourable discharge height, the sludge cake can be dumped either directly into a container or on to a conveyor belt.

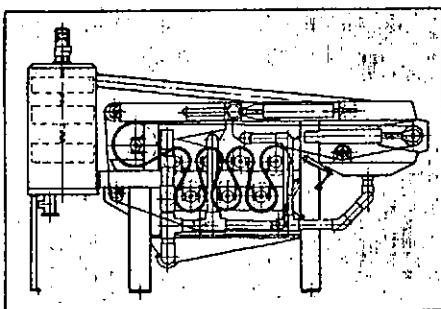
● Compression stage
For extremely high requirements regarding the percentage of dry solid matter contents.

● Our presses are available in the range of 1.0, 1.5, 2.0 and 2.5 m.



- | | | | |
|---|-------------------------------|----|-----------------------------|
| 1 | mixing and reagent equipment | 7 | pressing rolls |
| 2 | filter pockets of the S-stage | 8 | drive roll |
| 3 | straining zone | 9 | pressure roll |
| 4 | wedge zone | 10 | roll for belt tension |
| 5 | dewatering drum | 11 | spray cleaning of belts |
| 6 | perforated drum | 12 | filtrate discharge |
| | | 13 | regulation of belt movement |

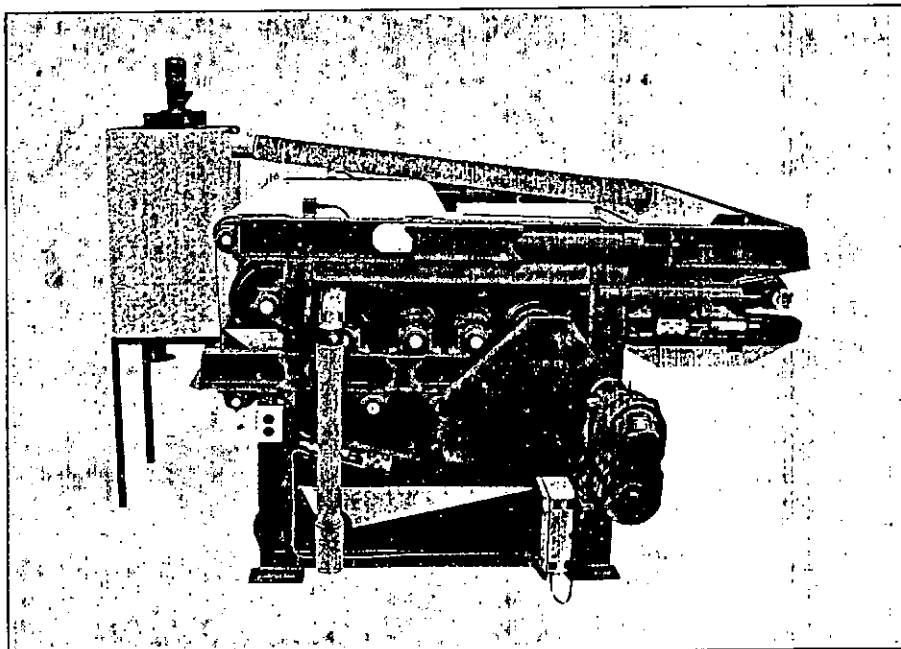
PRENSA DESAGUADORA FILPRESS® - SÉRIE 3



A Prensa Desaguadora FILPRESS® - Série 3 é um equipamento especialmente desenvolvido para a desidratação de lodos provenientes de processos de tratamento de água e esgotos sanitários e industriais.

Com tecnologia proveniente da PCL - Pressure Cleaners Limited, da Irlanda, a Prensa Desaguadora FILPRESS® apresenta várias vantagens quando comparada com sistemas convencionais de desidratação, onde se destacam:

- Operação contínua, alta capacidade e baixo consumo de água e energia elétrica.
- Minimização da área ocupada.



- Operação totalmente automatizada controlada por painel com micro-processador que permite, entre outras funções, o alinhamento das telas, tensão constante nos rolos,

controle seqüencial de partida e parada da unidade, intertravamento com auxiliares (dosagem de polímero, transportador de descarga da torta, etc).

DADOS PARA SELEÇÃO

Série	Modelo*	Área Filtrante (m²)	Carga de Lodo (kg/m de Largura)	% Torta (Sólidos %)
Série 3	1.000	9,50	400 — 600	22 — 35
	1.500	14,30		
	2.200	20,90		

* Modelo indica a real largura da tela em milímetros. Larguras maiores sob consulta.

** Valores médios de capacidades considerando-se os vários tipos de lodos.

MODELOS DISPONÍVEIS E UNIDADE PILOTO

Além da Série 3 de alta capacidade, a FILSAN coloca a disposição do mercado as séries 1, 2, 4 e pré-espessador que completam a linha FILPRESS®. A FILSAN,

com mais de 26 anos de experiência em sistemas de desidratação, conta com recursos laboratoriais próprios para realização de testes qualitativos de

desidratação, além de manter uma unidade piloto móvel completa para a realização de testes de campo sob condições reais de operação.

Os dados constantes neste folheto podem ser alterados sem prévio aviso. Para maiores informações sobre os equipamentos aqui ilustrados consulte a FILSAN EQUIPAMENTOS E SISTEMAS S/A.



FILSAN EQUIPAMENTOS E SISTEMAS S/A

Sede Administrativa e Comercial: Rua José Alves Cunha Lima, 172 - CEP 05360 - São Paulo - SP

Fone: (011) 261-4899 - Telex: (011) 82.359 - Fax: (011) 869-3102

Fábrica e Engenharia: Rua Frederico Esteban Jr., 230 - CEP 02357 - São Paulo - SP

Fone: (011) 203-4111 - Telex: (011) 22.560 - Fax: (011) 204-7685

Filial Rio de Janeiro: Av. Almirante Barroso, 63 - Cj. 2813 - CEP 20031 - Rio de Janeiro - RJ

Fones: (021) 220-1275/1875 - Telex: (021) 30.656 - Fax: (021) 220-3834

ANEXO III

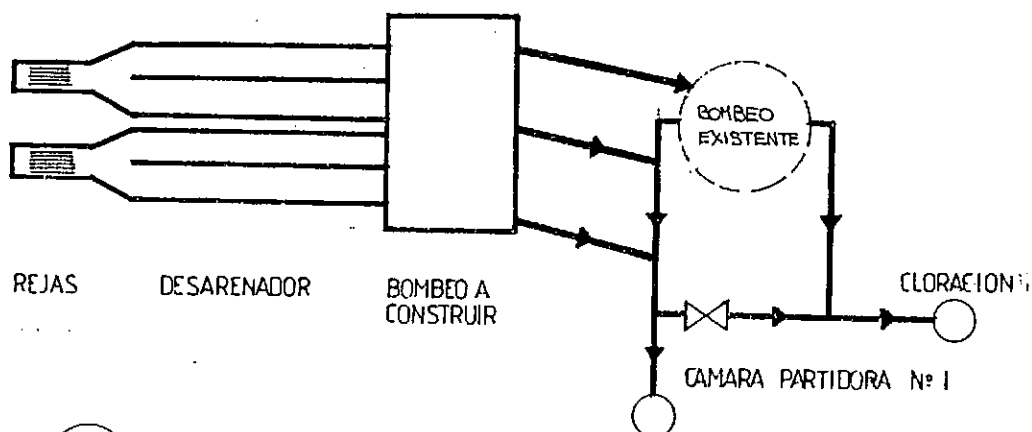
PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

Cómputos y Presupuestos

A.3 PRETRATAMIENTO Y ELEVACION

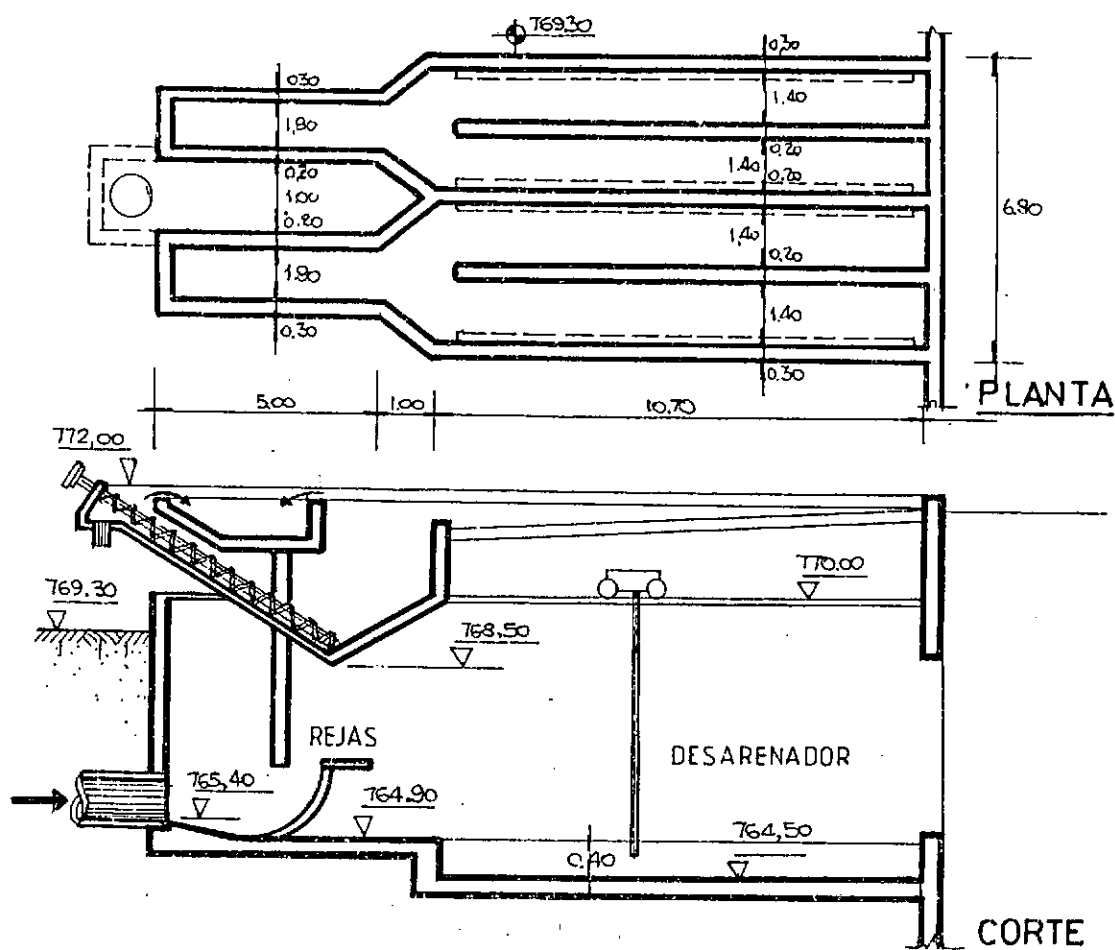
A.3.1 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE LA OBRA CIVIL

ALTERNATIVA "T"



T. 1 COMPUTOS

A CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR



EXCAVACIONES

$$V = 18,00 \times 8,00 \times 6,00 = 864 \text{ m}^3$$

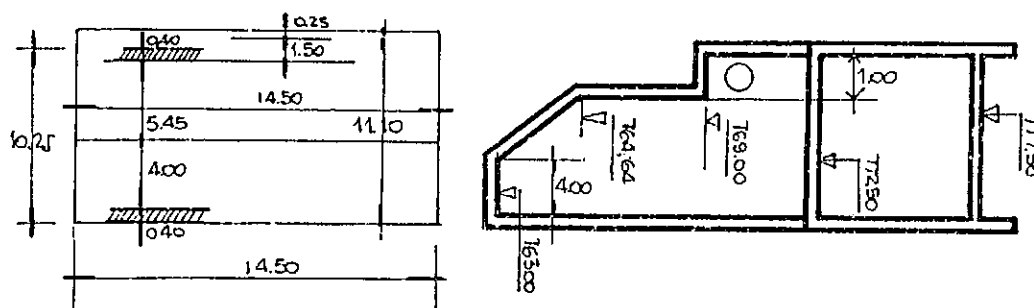
VOL DE HORMIGON

FONDO : $16,70 \times 6,80 \times 0,40$	45,424
PAREDES : $(5 \times 4 + 1,80 \times 2 + 1,50 \times 4 + 10,70 \times 2) 0,30 \times 8 =$	22,40
+ $10,70 \times 3 \times 0,20 \times 8$	51,36
CANALES $18 \times 140 \times 0,30 + 18 \times 2 \times 0,25 \times 1,00$	16,56
MENSULAS $10,70 \times 0,50 \times 0,20 \times 4$	4,28
TOTAL m³	240,02

REVOQUES IMPERMEABLES

$$16 \times 4 \times 8 + 11 \times 4 \times 8 + 16,70 \times 6,80 + 18 \times 14 + 18 \times 4 \times 1$$

$$512 + 352 + 113,56 + 25,2 + 72 = 1075 \text{ m}^2$$

(B) ESTACION DE BOMBEO

EXCAVACION $10,25 \times 14,50 \times 8 =$	1189 m ³
VOLR SIMPLE $= 10,25 \times 14,50 \times 0,20 =$	29,725 m ³
VOLR Aº	
FONDO $= 10,25 \times 14,50 \times 0,50$	74,312
PAREDES $= (14,50 \times 2 + 9,45 \times 2) 0,40 \times 6,00$	114,960
+ $(14,50 + 11,10 \times 2) 0,40 \times 3,50$	51,380
+ $14,50 \times 0,25 \times 3,50$	12,687
+ $1,00 \times 14,50 \times 0,40$	5,800
ENTREPEÑO $= 14,50 \times 11,10 \times 0,25$	40,237
SALA BOMBEO $= (14,50 \times 2 + 10,85 \times 2) \times 6 \times 0,25$	16,05
TECHO $14,50 \times 11,10 \times 0,20$	32,19
ADOPTAMOS	410 m³

REVOQUE IMPERMEABLE

$$10,25 \times 14,50 \times 2 + (14,50 + 9,45) 2 \times 10,00 = 297,25 + 479 = 776 \text{ m}^2$$

ADOPTAMOS 800 m²**(T.2) PRESUPUESTO ALTERNATIVA T
COMPLETA****OBRA CIVIL****(A) CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR**

EXCAVACION $864 \text{ m}^3 \times 10,000 \text{ A/m}^3$	8.640,000
HORMIGON $240 \text{ m}^3 \times 387,000 \text{ A/m}^3$	92.880,000
REVOQUES IMP. $1075 \text{ m}^2 \times 20,000 \text{ A/m}^2$	8.600,000
ALBAÑILERIA DE VEREDA, ETC., ILUMINACION, ELECT., ETC.	28.800,000
TOTAL	138.920,000

B ESTACION DE BOMBEO

EXCAVACION	1189 m ³ x 10.000	11.890.000
Hº SIMPLE	30 m ³ x 164.000	4.920.000
Hº Aº	410 m ³ x 387.000	158.670.000
REV. IMPERM.	800 x 15.000	12.000.000
RESTO OBRA CIVIL PISOS		
VEREDAS, ETC. HASTA PINTURA	1925 x 14,50 x 370.000	54.991.000

TOTAL — 242.471.000

C PRESUPUESTO TOTAL

REJAS + BOMBEO + DESARENADOR — 381.391.000

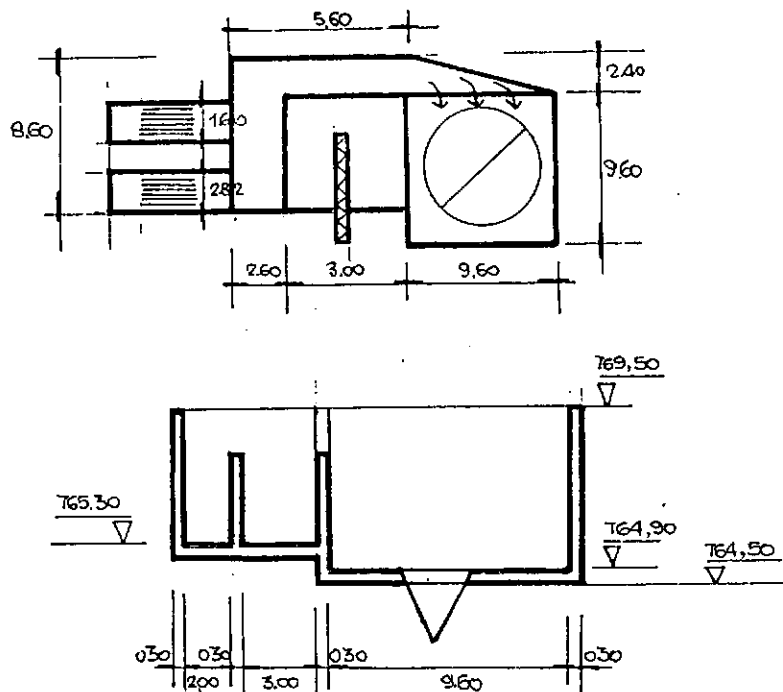
U\$S 305.112

TOTAL HORMIGON A = 240 + 410 = 650 m³**D** PARA LA PRIMERA ETAPA1) VOLUMEN DE HºAº EN REJAS Y DESARENADOR (1/2 VºHº)
TOTAL HORMIGON = (120 + 410) m³ = 530 m³

2) PRESUPUESTO DE LA OBRA CIVIL (PRIMERA ETAPA)

TOTAL = 305112 U\$S - (120 x 387.000 + $\frac{28.800.000}{2}$) $\frac{1}{250}$ =

= 305112 - 48672 = 256440 U\$S

ALTERNATIVA "L"**L.1.** COMPUTOS**A** DESARENADOR LINKBELTEXCAVACION

$$12,00 \times 15,20 \times 5,00 = 912 \text{ m}^3$$

HORMIGON SIMPLE

$$12,00 \times 15,20 \times 0,30 = 54,72 \text{ m}^3$$

HORMIGON ARKADO

$$\text{FONDO : } 12 \times 15,20 \times 0,40$$

④

$$\begin{aligned} \text{PAREDES} & (12,00 + 15,20 + 8,60 + 5,60 + 3,40 + 9,60) \times 4,60 \times 0,30 \\ & + (6,20 + 12,60 + 6,20) 3,00 \times 0,30 = \\ & = 72,96 + 75,07 + 22,50 = 170,53 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

SISTEMA DE ELIMINACION DE ARENAS: 20,00 m³TOTAL H²A^o 190,53 m³REVOQUES IMPERMEABLES

$$\begin{aligned} & 12 \times 15,20 + (12 + 15,20 + 8,60 + 5,60 + 3,40 + 9,60) 4,60 \\ & + (6,20 + 12,60 + 6,20) 2 \times 3 = 182,4 + 250,24 + 150 = 582 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

(B) REJASEXCAVACION

$$5,60 \times 6 \times 6 = 201,60 \text{ m}^3$$

HORMIGON SIMPLE

$$5,60 \times 6 \times 0,30 = 10,08 \text{ m}^3$$

HORMIGON ARMADOPAREDES

$$(5 \times 4 + 1,80 \times 2) 0,3 \times 8$$

$$56,64 \text{ m}^3$$

FONDO

$$5,60 \times 6 \times 0,40 =$$

$$13,44 \text{ m}^3$$

TOTAL 70,08 m³REVOQUES IMPERMEABLES

$$5,60 \times 4 \times 6 + 5,60 \times 6$$

$$168,00 \text{ m}^2$$

(C) ESTACION BOMBEO

IDEM ALTERNATIVA T.

L 2 PRESUPUESTO ALTERNATIVA "L"COMPLETA OBRA CIVIL(A) CAMARA DE REJAS Y DESARENADOR

EXCAVACION	$(912 + 201,60) \text{ m}^3 \times 10,000 \text{ A/m}^3$	11.136,000
HORMIGON SIMPLE	$(54,72 + 10,08) \text{ m}^3 \times 164,000 \text{ A/m}^3$	10.627,200
HORMIGON ARMADO	$(190,53 + 70,08) \text{ m}^3 \times 387,000 \text{ A/m}^3$	100.856,070
REVOQUE IMPERMEABLE	$(582 + 168) \text{ m}^2 \times 8,000 \text{ A/m}^2$	6.000,000
ALBILUM, ELECTRICA, ETC.	$(12 \times 15,20 + 5,6 \times 6) \text{ m}^2 \times 200,000 \text{ A/m}^2$	43,200,000

TOTAL 171.819,370

(B) ESTACION DE BOMBEO

(VER ALTERNATIVA T) 242,471,000

(C) PRESUPUESTO TOTAL

REJAS + BOMBEO + DESARENO A 414.290,270 U\$S 331,442

(D) VOLUMEN DE HORMIGON ARMADOTOTAL DE H²A^o $(190,53 + 70,08 + 410) = 670,61 \text{ m}^3$ (E) PARA LA PRIMERA ETAPA1) VOLUMEN H²A^oREJAS $\frac{1}{2} \text{ V}^o \text{ H}^o (70,08 = 35,04 \text{ m}^3)$ TOTAL H²A^o (1^{ra} ETAPA) $670,61 - 35,04 = 635,57 \text{ m}^3$ 2) PRECIO DE LA OBRA CIVIL (1^{ra} ETAPA)

$$T = 331432 \text{ U\$S} - \left(35,04 \times 387,000 + \frac{33,6 \times 200,000}{2} \right) \frac{1}{1250} =$$

$$= 331432 - \frac{10848 - 2688}{12536} = 317896 \text{ U\$S}$$

ALTERNATIVA II. 1. COMPUTOS(A1) REJAS (COMPLETA)

OBRA CIVIL IDEM ALT. L

1 EXCAVACION	201,60 m ³
2 HORMIGON SIMPLE	10,08 m ³
3 HORMIGON ARMADO	70,08 m ³
4 REVOQUES IMPERMEABLES	168,00 m ³

(A₂) REJAS 1ª ETAPA

1 EXCAVACION	100,80 m ³
2 HORMIGON SIMPLE	5,04 m ³
3 HORMIGON ARMADO	35,04 m ³
4 REVOQUE IMPERMEABLE	84,00 m ²

(B) DESARENADOR (COMPLETA)

EXCAVACION	13,70 x 6,80 x 1 =	93,16 m ³
HORMIGON SIMPLE	13,70 x 6,80 x 0,30 =	27,948 m ³
HORMIGON ARMADO		
FONDO	13,70 x 6,80 x 0,40	37,264 m ³
PAREDES	(6,80 x 2 + 13,70 x 2) 0,3 x 4	49,20 m ³
	+ 12,00 x 3 x 0,20 x 4	28,80 m ³
VARIOS		5,00 m ³
TOTAL H2A2		120,264 m ³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$13,70 \times 6,80 + (6,80 + 13,70) \times 4 \times 4 + 12 \times 3 \times 4 \times 2 = 93,16 + 328 + 288 = 709 \text{ m}^2$$

(C) ESTACION DE BOMBEO 2ª ETAPA COMPLETA

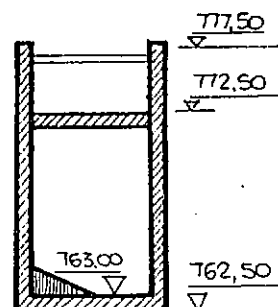
EXCAVACION	3,14 x 8 ² x 10 =	2009 m ³
HORMIGON SIMPLE	3,14 x 8 ² x 0,20 + 3,14 x 8 ² x 1,00 =	
	= 100,48 + 40,192 =	140,672 m ³

Vº H2A2

FONDO	3,14 x 8 ² x 0,50	100,48 m ³
PARED	3,14 x 16 x 0,40 x 10	200,96 m ³
ENTREPISO	3,14 x 8 ² x 0,25	50,24 m ³
SALA BOMBEO	3,14 x 16 x 0,20 x 6	60,28 m ³
TECHO	3,14 x 8 ² x 0,20	40,19 m ³
TOTAL		452,152 m ³

REVOQUES IMPERMEABLES

$$2(3,14 \times 8^2) + 3,14 \times 16 \times 10 = 401,92 + 502,4 = 904,32 \text{ m}^2$$

**I 2- PRESUPUESTO ALTERNATIVA I****OBRA CIVIL****(A) PRIMERA ETAPA****CAMARA DE REJAS**

EXCAVACION	100,80 m ³ x 10000 A/m ³	1.008.000
Hº SIMPLE	5,04 m ³ x 164.000 A/m ³	826.560
Hº ARMADO	35,04 m ³ x 387.000 A/m ³	13.560.480
REV. IMPERMEABLE	84,00 m ² x 8000 A/m ²	672.000
ALB. ILUMINACION, ETC.	20 m ² x 200.000 A/m ²	4.000.000

TOTAL A 20.067.040

DESARENADOR

EXCAVACION	93,16 x 10000 A/m ³	931.600
Hº SIMPLE	27,948 x 164.000 A/m ³	4.583.472
Hº ARMADO	120,264 x 387.000 A/m ³	46.542.168
REV. IMPERMEABLE	709 x 8000 A/m ²	5.672.000
ALBAÑILERIA, ILUM, ETC	93,16 x 200.000 A/m ²	18.632.000

TOTAL A 76.361.240

PRESUPUESTO TOTAL DE LA PRIMERA ETAPA

TOTAL REJAS + DESARENADOR A 96.428.280

TOTAL U\$S 77.142

VOLUMEN TOTAL DE HORMIGON ARMADO DE LA PRIMERA ETAPA

$$\text{VOLUMEN DE H2A2 } 35,04 + 120,264 = 155,304 \text{ m}^3$$

B COMPLETA SEGUNDA ETAPACAMARA DE REJAS

IDEM PRIMERA ETAPA _____ A 20.067.040

ESTACION DE BOMBEO

EXCAVACION	$2009 \text{ m}^3 \times 10.000$	20.090.000
Hº SIMPLE	$140,672 \times 164.000$	23.070.208
Hº Aº	$452,152 \times 387.000$	174.982.920
REVOQUE IMP.	$904,32 \times 8.000$	7.234.560
ALBANILERIA, ILUM.	$200 \text{ m}^2 \times 370.000$	74.000.000

TOTAL A 299.377.588

PRESUPUESTO TOTAL DE LA SEGUNDA ETAPA

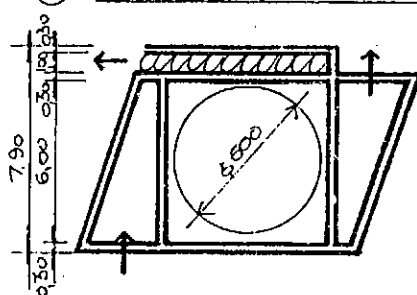
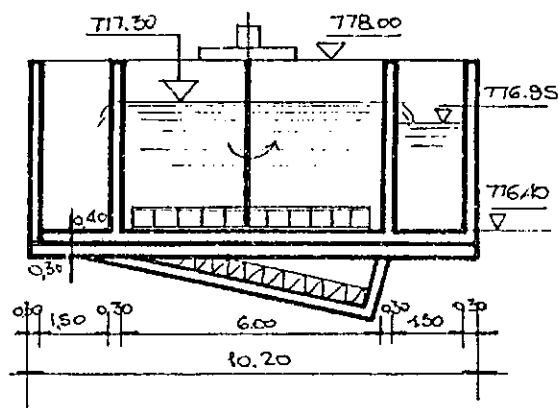
REJAS + BOMBEO _____ A 319.444.628

TOTAL U\$S 255.555

VOLUMEN TOTAL DE HORMIGON ARMADO DE LA SEGUNDA ETAPAVOL. DE HºAº = $35,04 + 452,152$ _____ $487,192 \text{ m}^3$ ALTERNATIVA "U"U.1.- COMPUTOS**(A) REJAS (PRIMERA ETAPA)**

IDEM ALTERNATIVA I

PRESUPUESTO TOTAL _____ A 20.067.040

VOLUMEN DE HºAº _____ $35,04 \text{ m}^3$ **(B) DESARENADOR (PRIMERA ETAPA)**PLANTACORTEEXCAVACIONVOL = $10,20 \times 7,90 \times 1$ _____ $89,58 \text{ m}^3$ HORMIGON SIMPLEVOL = $10,20 \times 7,90 \times 0,30$ _____ $24,174 \text{ m}^3$ HORMIGON ARMADOFONDO $10,20 \times 7,90 \times 0,40$ _____ 32,232PAREDES $(10,20 \times 2 + 6,60 \times 2 + 7,90 \times 2 + 6,60 \times 2) \times 0,30 \times 1,60$ _____ 26,88PASARELA $2 \times 7,90 \times 0,40$ _____ 6,32TOTAL HºAº _____ $65,432 \text{ m}^3$ REVOQUES IMPERMEABLESSUP. = $10,20 \times 7,90 + 56,00 \times 2 \times 1,60 + 2 \times 2 \times 7,90 = 89,58 + 179,2 + 31,6 = 291,38 \text{ m}^2$ **(C) REJAS SEGUNDA ETAPA**

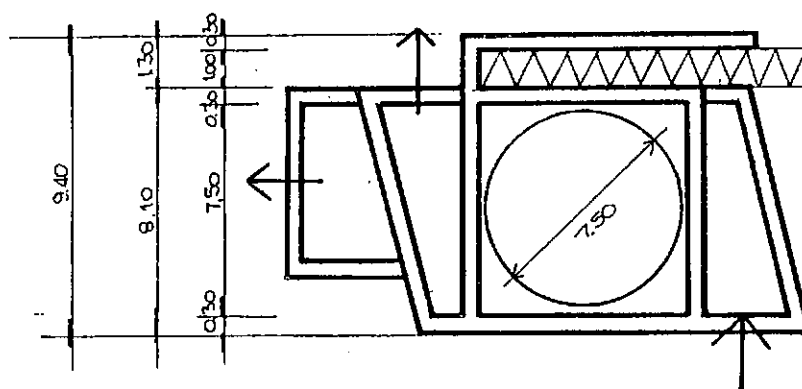
IDEM ALTERNATIVA I

PRESUPUESTO TOTAL A _____ 20.067.040

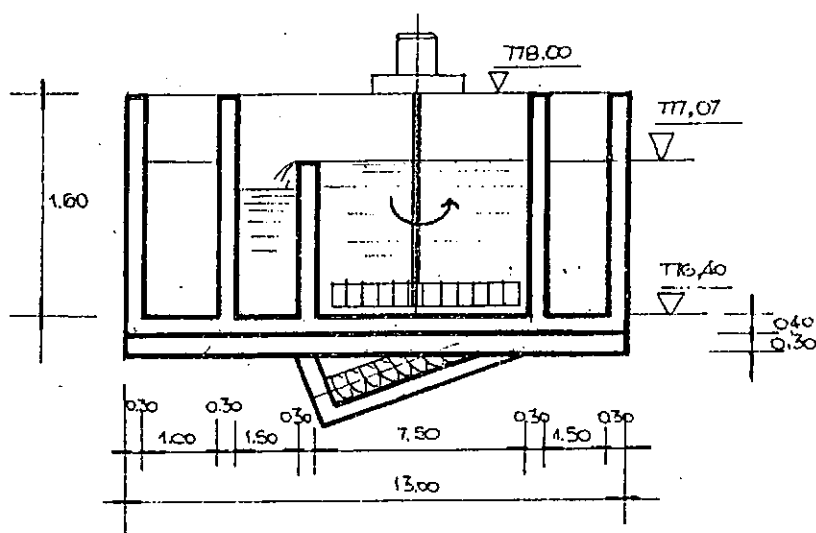
VOLUMEN DE HºAº _____ $35,04 \text{ m}^3$

7

D DESARENADOR (SEGUNDA ETAPA)



PLANTA



CORTE

EXCAVACION

$$VOL. = 13 \times 9.40 \times 1.00 = 122.20 \text{ m}^3$$

HORMIGON SIMPLE

$$VOL. = 13 \times 9.40 \times 0.30 = 36.66 \text{ m}^3$$

HORMIGON ARMADO

$$FONDO \quad 13 \times 9.40 \times 0.40 = 48.88$$

$$PAREDES \quad (13.00 \times 2 + 8.10 \times 3 + 9.40 \times 2 + 9.90 \times 1) \times 0.30 \times 1.60 = 37.92$$

$$PASARELA \quad 2 \times 9.40 \times 0.30 = 9.40$$

$$\text{TOTAL Hº Aº} \quad 96.20 \text{ m}^3$$

REVOQUES IMPERMEABLES

$$\begin{aligned} \text{SUPERFICIE} &= 13.00 \times 9.40 + 79 \times 2 \times 1.60 + 4 \times 9.40 = \\ &= 122.2 + 252.80 + 37.60 = 412.60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

E ESTACION DE BOMBEO 2ª ETAPA

IDEM ALTERNATIVA I

$$\text{PRESUPUESTO TOTAL} \quad A \quad 299.377.588$$

$$\text{VOLUMEN Hº Aº} \quad 452.152 \text{ m}^3$$

F TOTAL Hº Aº 1ª ETAPA

$$\text{REJAS} \quad 35.04 \text{ m}^3$$

$$\text{DESARENADOR} \quad 65.432 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL} \quad 100.472 \text{ m}^3$$

G TOTAL Hº Aº 2ª ETAPA

$$\text{REJAS} \quad 35.04 \text{ m}^3$$

$$\text{DESARENADOR} \quad 96.20 \text{ m}^3$$

$$\text{BOMBEO} \quad 452.152$$

$$\text{TOTAL} \quad 583.392$$

U 2

PRESUPUESTO ALTERNATIVA "U"OBRA CIVIL

A

PRIMERA ETAPA

CAMARA DE REJAS _____ A 20.067.040

DESARENADOREXCAVACION : $80,58 \text{ m}^3 \times 10.000 \text{ A/m}^3$ _____ 805.800Hº SIMPLE : $24,174 \text{ m}^3 \times 164.000 \text{ A/m}^3$ _____ 3.964.536Hº ARMADO : $65,432 \text{ m}^3 \times 387.000 \text{ A/m}^3$ _____ 25.322.184REVOQUE IMP. : $291,38 \text{ m}^2 \times 8.000 \text{ A/m}^2$ _____ 2.331.040RESTO ALB. ILUM. ETC. : $80,58 \text{ m}^2 \times 200.000 \text{ A/m}^2$ _____ 16.116.000

TOTAL A 48.539.560

PRESUPUESTO TOTAL PRIMERA ETAPA

REJAS + DESARENADOR A 68.606.600

TOTAL U\$S 54.885.

B

SEGUNDA ETAPA

CAMARA DE REJAS _____ A 20.067.040

DESARENADOREXCAVACION : $122,20 \text{ m}^3 \times 10.000 \text{ A/m}^3$ _____ 1.222.000Hº SIMPLE : $36,66 \text{ m}^3 \times 164.000 \text{ A/m}^3$ _____ 6.012.240Hº A2 : $96,20 \text{ m}^3 \times 387.000 \text{ A/m}^3$ _____ 37.229.400REV. IMP. : $412,60 \text{ m}^2 \times 8.000 \text{ A/m}^2$ _____ 3.300.800RESTO ALB. ILUM. ETC. : $122,20 \text{ m}^2 \times 200.000 \text{ A/m}^2$ _____ 24.440.000

TOTAL A 72.204.440

ESTACION DE BOMBEO _____ A 299.377.588PRESUPUESTO TOTAL SEGUNDA ETAPA

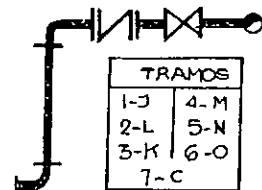
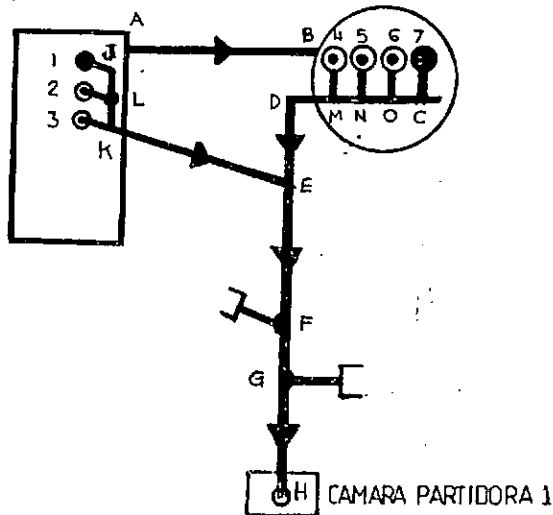
REJAS + DESARENADOR + BOMBEO A 391.649.06

TOTAL U\$S 313.319

A.3.2. COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE LAS CAÑERÍAS DE INTERCOMUNICACION

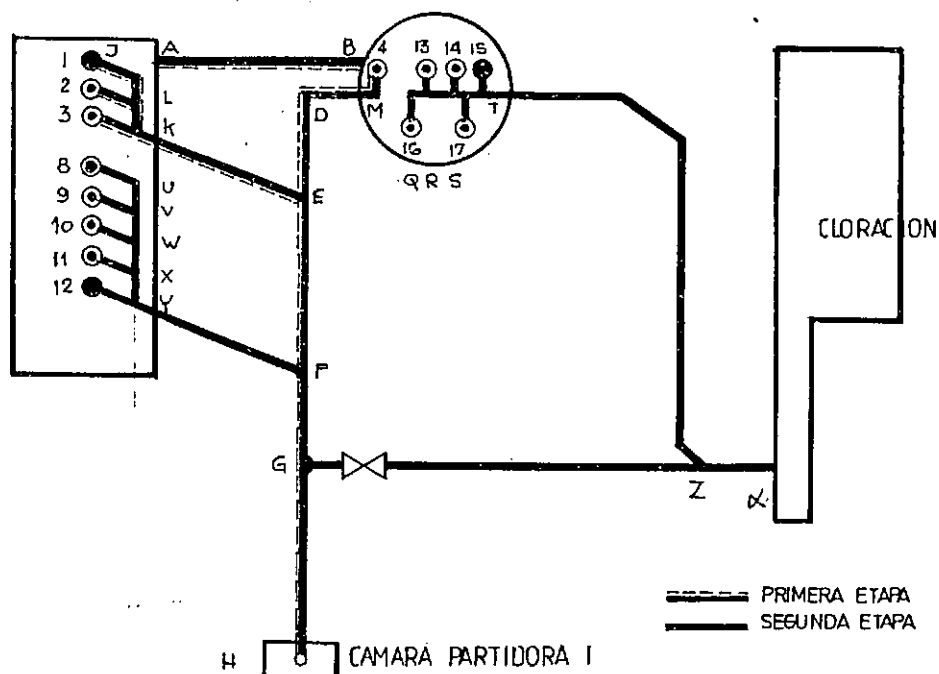
ESQUEMAS Y COMPUTOS

(A1) ALTERNATIVA "T" Y "L" (PRIMERA ETAPA)



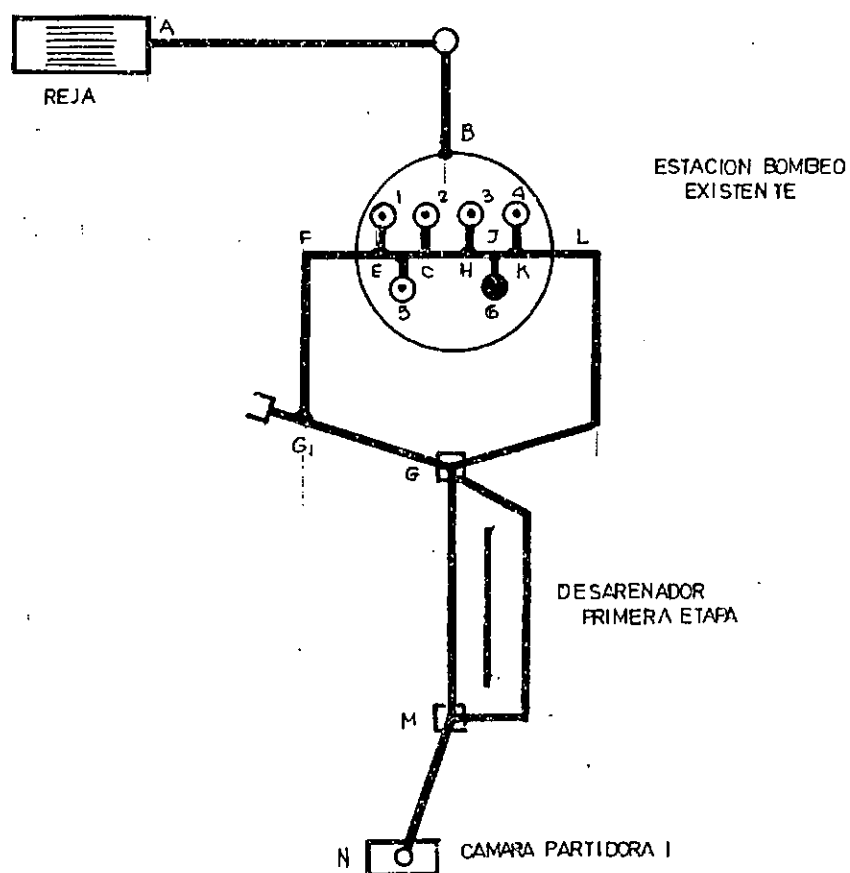
TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD (m)
1-J	300	7.70
2-L	300	7.70
3-K	300	7.70
4-M	300	6.70
5-N	300	6.70
6-O	300	6.70
7-C	300	6.70
C-O	600	2.00
O-N	600	2.00
N-M	600	2.00
M-D	600	2.00
D-E	600	8.00
A-B	800	10.00
J-L	600	1.50
L-K	600	1.50
K-E	600	12.00
E-F	1000	15.00
F-G	1000	6.00
G-H	1000	18.00

(A2)

ALTERNATIVA "T" Y "L" (SEGUNDA ETAPA)

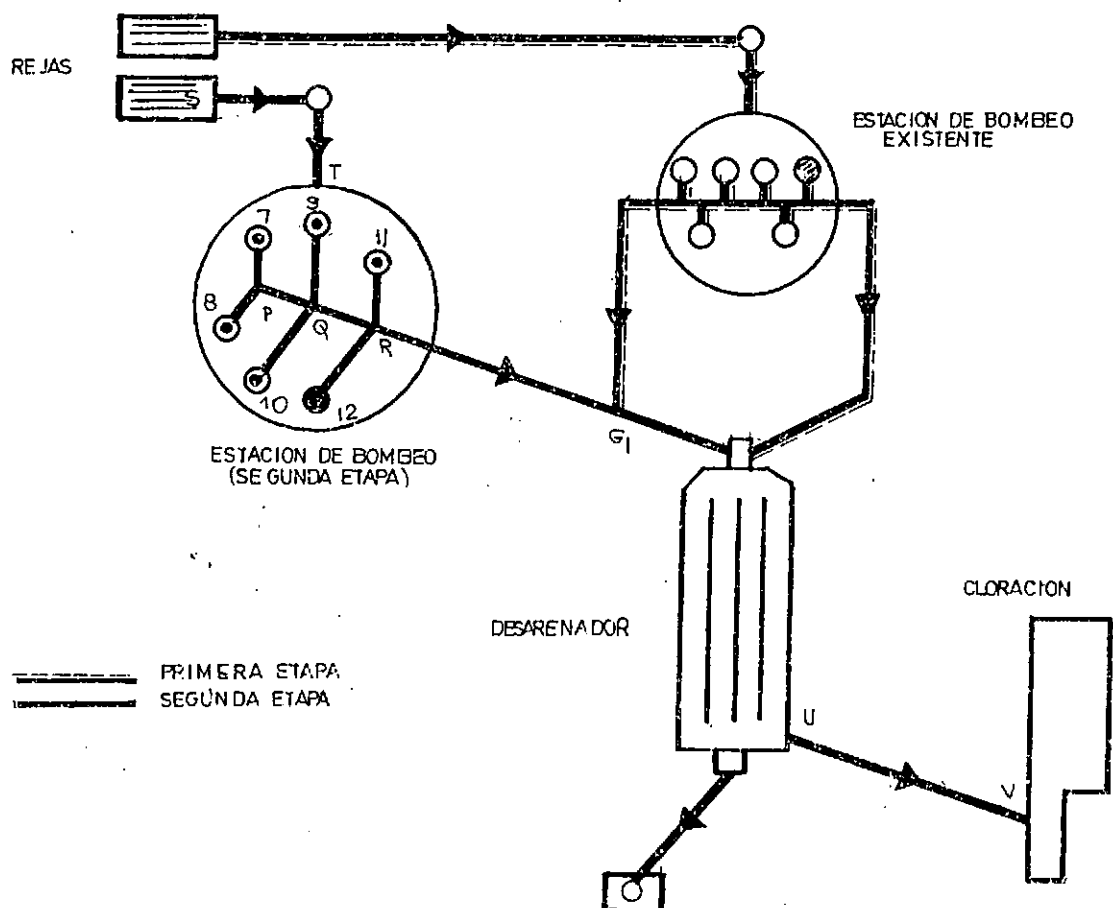
TRAMO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
8 - U	350	7.70
9 - V	350	7.70
10 - W	350	7.70
11 - X	350	7.70
12 - Y	350	7.70
13 - Q	300	6.70
14 - R	300	6.70
15 - T	300	6.70
16 - P	300	6.70
17 - S	300	6.70
U - V	600	1.50
V - W	600	1.50
W - X	700	1.50
X - Y	800	1.50
X - F	800	12.00
P - Q	600	1.00
Q - R	600	2.00
R - S	600	1.00
S - T	600	1.00
T - Z	600	48.00
Z - X	1000	4.00
G - Z	1000	28.00

(B1) ALTERNATIVA I (PRIMERA ETAPA)



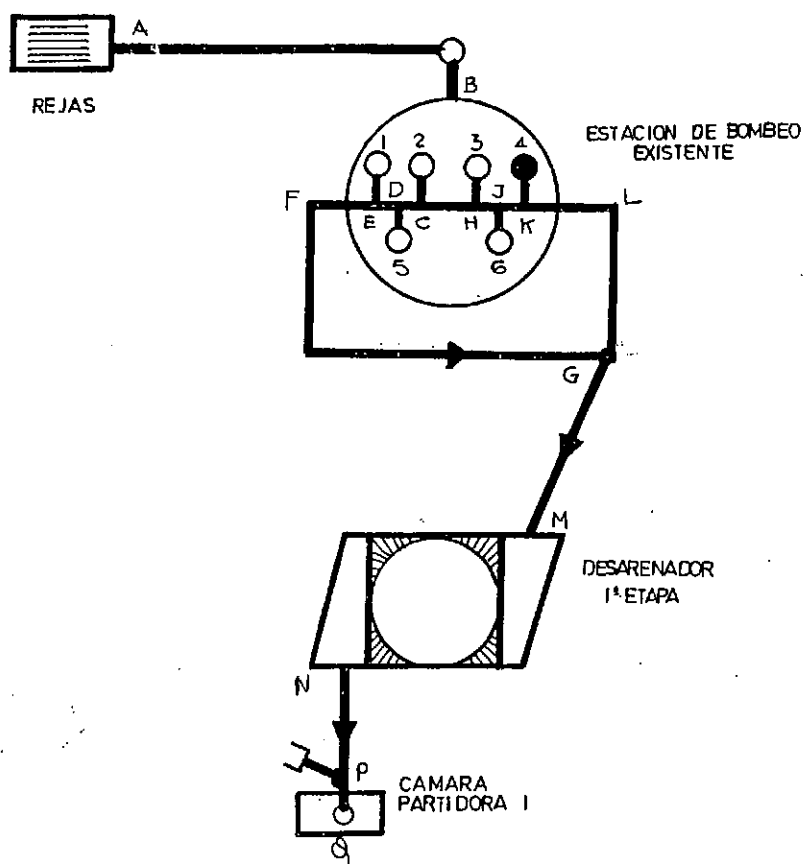
TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD(m)
1 - E	300	6.70
2 - C	300	6.70
3 - H	300	6.70
4 - K	300	6.70
5 - D	300	6.70
6 - J	300	6.70
A - B	800	24.00
C - D	600	1.00
D - E	600	1.00
E - F	600	2.00
F - G ₁	600	14.00
C - H	600	2.00
H - J	600	1.00
J - K	600	1.00
K - L	600	2.00
L - G	600	21.00
M - N	1200	19.00
G ₁ - G	1200	7.00

B2

ALTERNATIVA I SEGUNDA ETAPA

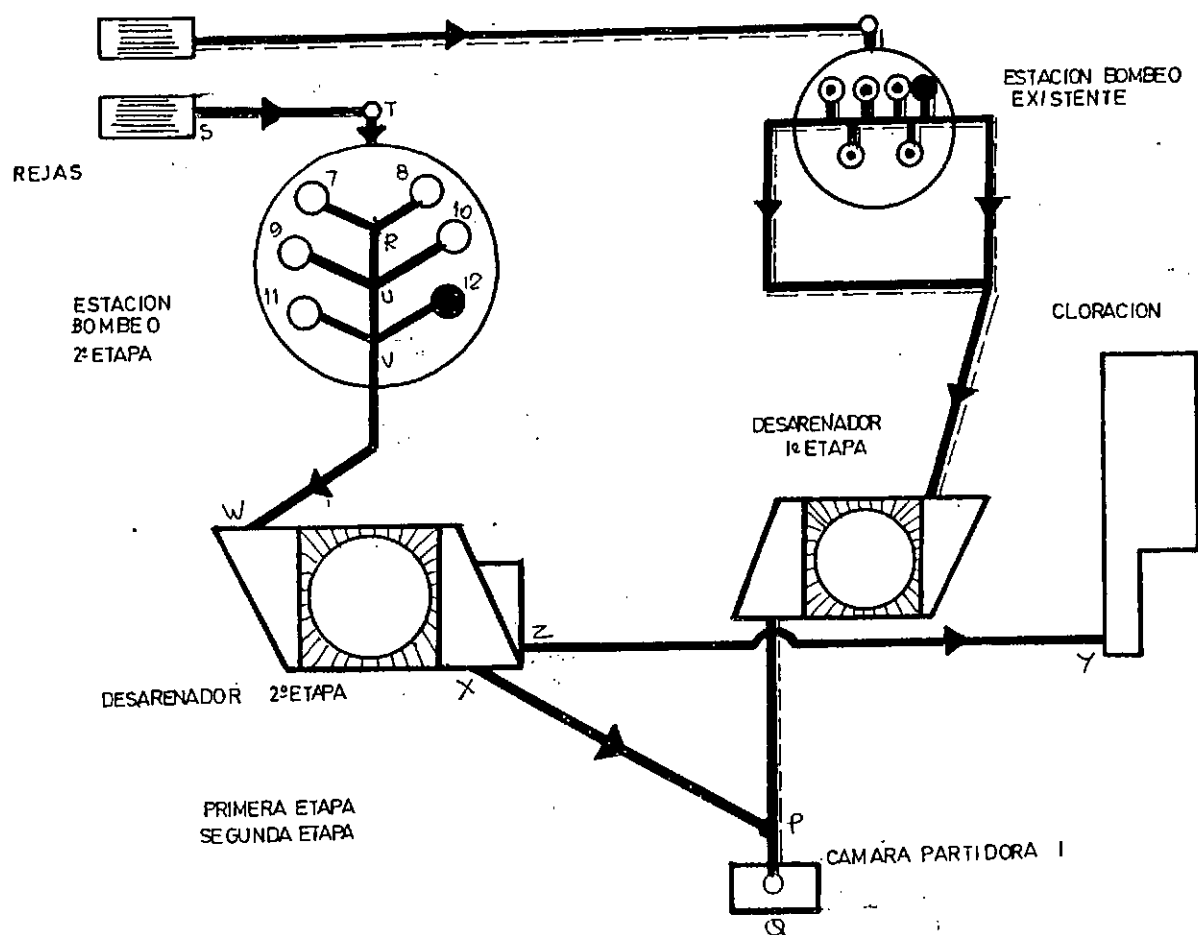
TRAMO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
S-T	1100	8.00
7-P	350	9.00
8-P	350	9.00
9-Q	350	10.00
10-Q	350	10.00
11-R	350	9.00
12-R	350	9.00
P-Q	800	4.00
Q-R	1000	4.00
R-G1	1000	11.00
U-V	1000	26.00

(C1)

ALTERNATIVA U, (PRIMERA ETAPA)

TRAMO	DIAMETRO(mm)	LONGITUD (m)
A - B	800	24,00
1 - E	300	6,70
2 - C	300	6,70
3 - H	300	6,70
4 - K	300	6,70
5 - D	300	6,70
6 - J	300	6,70
C - D	600	1,00
D - E	600	1,00
E - F	600	2,00
F - G	600	20,00
C - H	600	2,00
H - J	600	1,00
J - K	600	1,00
K - L	600	2,00
L - G	600	9,00
G - M	800	13,00
N - P	1000	15,00
P - Q	1200	5,00

(C2)

ALTERNATIVA U' (SEGUNDA ETAPA)

TRAMO	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (m)
S-T	1100	8,00
7-R	350	9,00
8-R	350	9,00
9-U	350	10,00
10-U	350	10,00
11-V	350	9,00
12-V	350	9,00
R-U	800	4,00
U-V	1000	4,00
V-W	1000	8,00
X-P	1100	20,00
Z-Y	1000	42,00

② PRESUPUESTO

1) ANALISIS DE PRECIOS DE CAÑERIAS Y ACCESORIOS

• CAÑERIA ACERO BRIDADO

COSTO 159 U\$S/m.

M.DE OBRA 30 U\$S/m

TOTAL 189 U\$S/m.

PRECIO $189 \times 2,45295$ 463 U\$S/m.

• CAÑERIA ACERO BRIDADO $\phi 600$

COSTO 450 U\$S

M.DE OBRA 90 U\$S

TOTAL 540 U\$S

PRECIO $540 \times 2,45295$ 1324 U\$S/m.

• CAÑERIA DE ACERO BRIDADO $\phi 800$

COSTO 820 U\$S

M.DE OBRA 161 U\$S

TOTAL 981 U\$S

PRECIO $981 \times 2,45295$ 2406 U\$S/m

• CAÑERIA DE ACERO BRIDADO $\phi 1000$

COSTO 1311 U\$S

M.DE OBRA 262 U\$S

TOTAL 1573 U\$S

PRECIO $1573 \times 2,45295$ 3.858 U\$S/m

• V. RETENCION $\phi 300$

COSTO 1653 U\$S

M.DE OBRA 330 U\$S

TOTAL 2983 U\$S

PRECIO $2983 \times 2,45295$ 7317 U\$S/cu.

• V. ESCLUSA $\phi 300$

COSTO 1121 U\$S

M.DE OBRA 224 U\$S

TOTAL 1345 U\$S

PRECIO $1345 \times 2,45295$ 3300 U\$S/cu

• CURVA A 90°

COSTO 231 U\$S

M.DE OBRA 46 U\$S

TOTAL 277 U\$S

PRECIO $277 \times 2,45295$ 679 U\$S/cu.

2) PRESUPUESTO ALTERNATIVA T y L PRIMERA ETAPA

TRAMO I - J a :	CAÑERIA $3 \times 7,70m \times 463$ U\$S/m.	10695
3 - K	CURVA A 90°: $2 \times 3 \times 679$ U\$S/cu.	4074
	VE $\phi 300$: 3×3300 U\$S/cu	9900
	VR $\phi 300$: 3×7313 U\$S/cu	21951
		46.620 U\$S
TRAMO 4 - M a :	CAÑERIA: $4 \times 6,70 \times 463$ U\$S/m.	12.408
7 - C	CURVA A 90°: $2 \times 4 \times 679$ U\$S/m.	5.432
	VE $\phi 300$: 4×3300 U\$S/cu	13.200
	VR $\phi 300$: 4×7317 U\$S/cu.	29.268
		60.308 U\$S
TRAMO C - E :	CAÑERIA $\phi 600$: $31m \times 1324$ U\$S/m.	41044
y J - E	EXCAVACION Y AISLACION	15.500
		56.544 U\$S
TRAMO A - B :	CAÑERIA $\phi 800$: 10×2406 U\$S/m.	24.060
	EXCAVACION Y AISLACION U\$S/m.	6.000
		30.060 U\$S
TRAMO E - H :	CAÑERIA $\phi 1000$: 39×3858	150.462 U\$S
	EXCAVACION Y AISLACION	39.000
	PIEZAS ESPECIALES	15.000
		204.462 U\$S

TOTAL PRIMERA ETAPA - 397.994 U\$S.

C) PRESUPUESTO ALTERNATIVA T y L SEGUNDA ETAPA

TRAMO 8-U _a :	CAÑERIA \$ 350 : 15 x 7,70 x 555 U\$S/m.	21367
12	CURVA A 90° : 3 x 2 x 814 U\$S	8140
	VE \$ 350 : 5 x 3960 U\$S	19800
	VR \$ 350 : 5 x 8780 U\$S	43900
		93207
TRAMO 16-P :	CAÑERIA \$ 300 : 2 x 6,70 x 463 U\$S	6204
17-5	CURVA A 90° : 2 x 679 U\$S	1358
	VE \$ 300 : 2 x 3300 U\$S	6600
	VR \$ 300 : 2 x 7317 U\$S	14634
		28796
TRAMO U-W :	CAÑERIA \$ 600 : 3 x 1324 U\$S	3972
W-x y X-Y	CAÑERIA \$ 700 : 1,5 x 2000 U\$S	3000
	CAÑERIA \$ 800 : 1,5 x 2406 U\$S	3609
		10581
TRAMO Y-F :	CAÑERIA \$ 800 : 12 x 2406	28872
	EXCAVACION Y AISLACION	7200
		36072
TRAMO P-Z :	CAÑERIA \$ 600 : 53 x 1324 U\$S	70172
	EXCAVACION Y AISLACION	24000
		94172
TRAMO Z-X :	CAÑERIA \$ 1000 : 32 x 3858 U\$S	123456
Y G-Z	EXCAVACION Y AISLACION	32000
	VE \$ 1000	30000
		185456

22 ETAPA TOTAL U\$S. 448284

D) ALTERNATIVA I PRIMERA ETAPA

TRAMO I-E :	CAÑERIA 6 x 6,70 x 463 U\$S	18612
A 6-J	CURVA A 90° : 6 x 2 x 679 U\$S	8148
	VE \$ 300 : 6 x 3300 U\$S	19800
	VR \$ 300 : 6 x 7317 U\$S	43902
		90462
TRAMO A-B :	CAÑERIA \$ 800 : 24 x 2406 U\$S	57744
	EXCAVACION Y AISLACION 24 x 600	14400
		72144
TRAMO C-D :	CAÑERIA \$ 600 : 45 x 1324	59580
A L-G	EXCAVACION Y AISLACION 35 x 500	17500
	PIEZAS ESPECIALES	5000
		82080
TRAMO M-N :	CAÑERIA \$ 1200 : 19 x 5000 U\$S	95000
Y G ₁ -G	EXCAVACION Y AISLACION 19 x 1500 U\$S	28500
	CAÑERIA \$ 1100 : 7 x 4200 U\$S	29400
	EXCAVACION Y AISLACION 7 x 1300 U\$S	9100
	PIEZAS ESPECIALES	5000
		167000

TOTAL ALTERNATIVA I

PRIMERA ETAPA 411.686 U\$S

E) ALTERNATIVA I - SEGUNDA ETAPA

TRAMO S-T - IDEM ALTERNATIVA U	44.000
TRAMO 7-P : CAÑERIA ϕ 350 : 56m x 555 U\$S/m.	31.080
a 12-R CURVA A 90° : 12 x 814	9768
VE ϕ 350 : 6 x 3960	47.520
VR ϕ 350 : 6 x 8780	52.680
	141.048
TRAMO P-Q-R : CAÑERIA ϕ 800 : 4 x 2406	9624
G ₁ -V. CAÑERIA ϕ 1000 : 4 x 3858	15.432
CAÑERIA ϕ 1000 : 37 x 3858	142.746
EXCAVACION Y AISLACION	37.000
	204.862

TOTAL ALTERNATIVA I
SEGUNDA ETAPA 389.850 U\$S

F) ALTERNATIVA U - PRIMERA ETAPA

Tramo 1-E a 6-J: idem alternativa I	90.462
Tramo A-B: idem alternativa I	72.144
Tramo C-D cañería ϕ 600: 39 x 1.324	51.636
a L-G Excavación y aislación: 29 x 600	17.400
P.Esp.	5.000
	74.036

Tramo G-M, N-P y P-Q	
cañería 1200: 5 x 5000	25.000
" 1000: 15 x 4200	63.000
" 800: 13 x 2406	31.278
Exc.y Aisl. 1200: 5 x 1500	7.500
" " " 1000: 15 x 1000	15.000
" " " 800: 13 x 600	7.800
	149.578

Total Alternativa I,
Primera Etapa U\$S 386.220

G) ALTERNATIVA U - SEGUNDA ETAPA

Cañería 1100: 8 m. x 4200	33.600
Exc. y Aisl.: 8 x 1300	10.400
	44.000
Tramo 7-R a 12-V: (idem Alternativa I)	141.048
Tramo R-U, U-V, V-W, X-P y Z-Y:	
cañería ϕ 800: 4 x 2406	9.624
" ϕ 1000: 4 x 3858	15.432
" ϕ 1100: 20 x 4200	84.000
" ϕ 1000: 42 x 3858	162.036
Exc. y Aisl. 1000: 42 x 1000	42.000
" " " 1100: 20 x 1300	26.000
	339.092

Total Alternativa U,
Segunda Etapa U\$S 524.140

A.3.3. COMPUTO Y PRESUPUESTO DE EQUIPOS ELECTROBOMBAS

COMPUTO:

		1º ETAPA	2º ETAPA
I	INSTALADAS	6 BOMBAS 3200	6 BOMBA 3300
U	STOCK	1 BOMBA 3200	—
T L	INSTALADAS	7 BOMBAS 3200	2 BOMBAS 3200 5 BOMBAS 3300

PRECIOS BASICOS

BOMBA 3200

$$\frac{86300000 \text{ A}}{5000 \text{ A/U\$S}} \times 2,45295 = 42338 \text{ U\$S } \text{c/u}$$

BOMBA 3300

$$\frac{189.600.000 \text{ A}}{5000 \text{ A/U\$S}} \times 2,45295 = 93016 \text{ U\$S } \text{c/u}$$

PRESUPUESTO U\$S

	1ª ETAPA	2ª ETAPA
I U	296 365	558.095
T L	296 365	549.755

ANEXO IV

TRATAMIENTO DE BARROS

Cómputos y Presupuestos

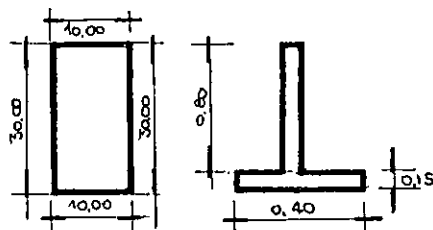
A 4.1 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS..

PA PLAYA DE SECADO COMUN

COSTO PARA UNA PLAYA TIPO DE 10x30 m.

SUPERFICIE 300 m²

PARED PERIMETRAL: 0,15 x 0,80 x 80 m + 0,15 x 0,40 x 80 m = 14,40 m³

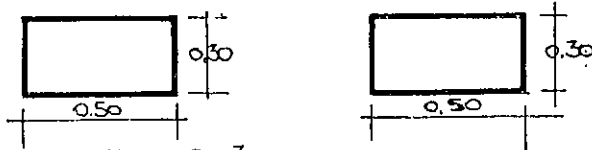


ARENA 0,10 x 300 m² = 30 m³

PIEDRA 0,30 x 300 m² = 90 m³

CANERIA Ø 200 30 metros

VIGAS DE HORMIGON TIPO GUIAS



V. Hº 0,30 x 0,50 x 2 x 30 = 9 m³

RESUMEN DE OBRA CIVIL

Hº Aº: 15 m ³ x 387.000 A/m ³	5.805.000
Hº SIMPLE 9 m ³ x 164.000 A/m ³	1.476.000
ARENA 30 m ³ x 6.400 x 2,45295	470.966
PIEDRA 90 m ³ x 8.000 x 2,45295	1.766.124
CANERIA Y VARIOS	1.000.000

TOTAL A. 10.518.090

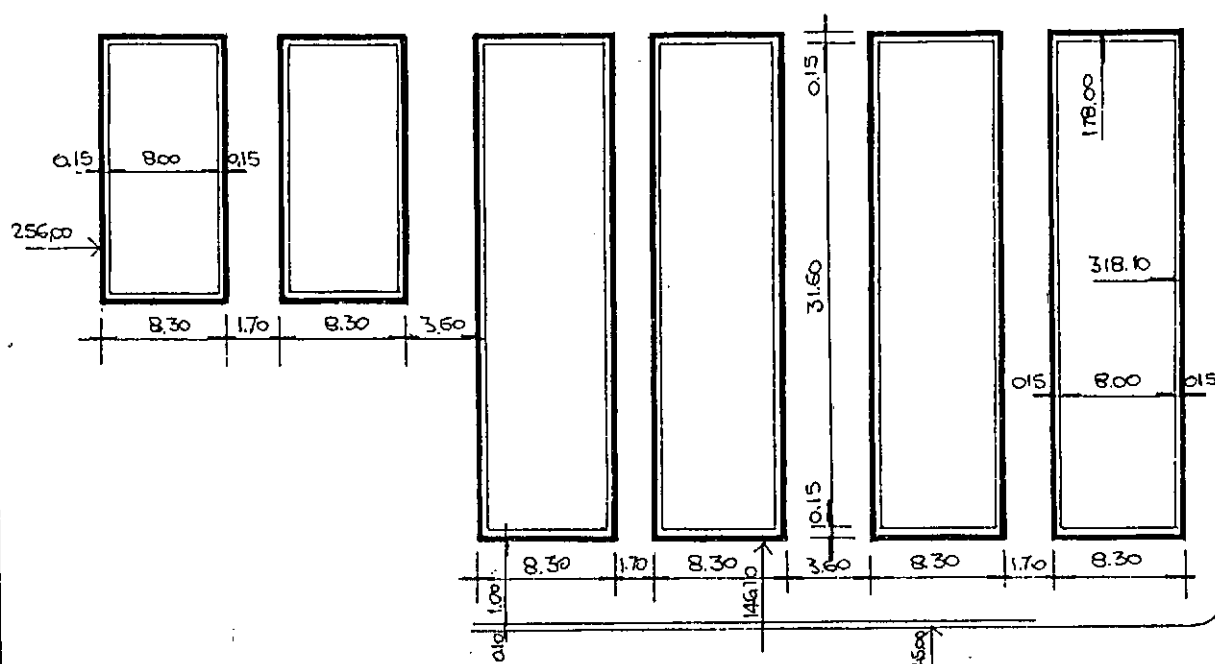
PRECIO POR m² 35060 A/m²

PRECIO TOTAL: 5640 m² → A 197.400.000 U\$S → 157.920

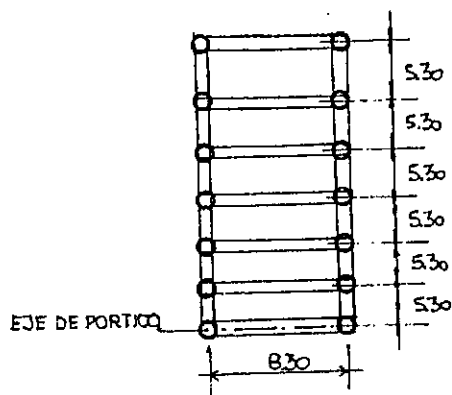
VOL → 23 m³ x $\frac{5640}{300} = 432$ HORMIGON

PALA CARGADORA TIPO TRACTOR _ 25.000

PC PLAYAS DE SECADO CUBIERTAS



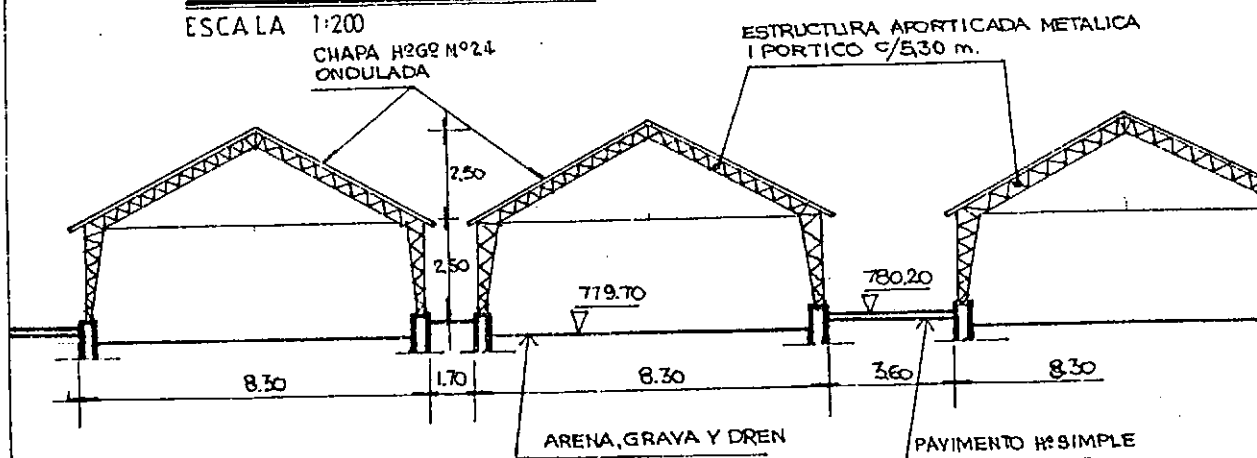
$$L = 6 \times 8.30 + 1.70 \times 3.00 + 3.60 \times 2 = 49.8 + 5.10 + 7.20 = 62.10 \text{ m}$$



NOTA:
PRECIOS A DICIEMBRE 1988 (1 DOLAR = A 1.250) VER ANALISIS DE PRECIOS EN ANEXO II,
SEGUNDO INFORME PARCIAL: "DISEÑO BASICO", TOMO II

CORTE TRANSVERSAL SECTOR PRIMERA ETAPA

ESCALA 1:200



SUPERFICIE TIPO 8.00 x 30.00	240 m ²
ARENA 0.10 x 2.40 m ²	24 m ³
PIEDRA 0.30 x 2.40 m ²	72 m ³
PARED PERIMETRAL 0.15 x 76 x (0.8 + 0.4) = 13.68 m ³	} 2268 m ³
VIGAS DE HORMIGON GUIAS 0.30 x 0.50 x 2 x 30 = 9 m ³	
TECHO 240 m ²	

RESUMEN:

ARENA : 24 m ³ x 6400 x 2.45295	376.773
PIEDRA : 72 m ³ x 8000 x 2.45295	1.412.899
H2A° : 1368 x 387000 A/m ³	5.294.160
H2SUP : 9 x 164000 A/m ³	1.476.000
TECHO y ESTRUCTURA 240 x 40000 A/m ²	9.600.000
TOTAL	A. 18.159.832

PRECIO POR H2: 115.655 A

(3)

PRECIO TOTAL: $115.665 \text{ A} \times 3940 = \text{A } 455.723.880$

U\$A 364.578

VOL. HORMIGON $22,68 \text{ m}^3 \times \frac{3940}{240} = 372,33 \text{ m}^3$

PALA CARGADORA TIPO TRACTOR 25.000

SB SILOS DE BARROS

$V^{\circ} \text{H}^{\circ} \text{A}^{\circ} (6,28 \times 5 \times 8 \times 0,50 + 6,28 \times 5 \times 3,50 \times 0,50 + 6,28 \times 5 \times 7,00 \times 0,40 + 6,28 \times 5 \times 9,00 \times 0,30) 2 =$
 $= 6280(0,40 + 1,75 + 2,80 + 2,70) = 480,42 \text{ m}^3$
 ESTIMADO TOTAL 500 m^3

PRECIO: $500 \times 387.000 = 193.500.000$ REVOQUES: $6,28 \times 5 \times 25 \times 2 = 1570 \text{ m}^2$ PRECIO: $1570 \times 8.000 \text{ A/m}^2 = 12.560.000$ EXCAVACIONES: $1600 \text{ m}^3 \times 10.000 \text{ A/m}^3 = 16.000.000$

CAÑERIAS Y ACCESORIOS 50.000.000

VARIOS 40.000.000

TOTAL A 312.060.000

TOTAL U\$A 249.600.

OBRA CIVIL 209.600 U\$A

EQUIPOS 40.000 U\$A

TOTAL 249.000 U\$A

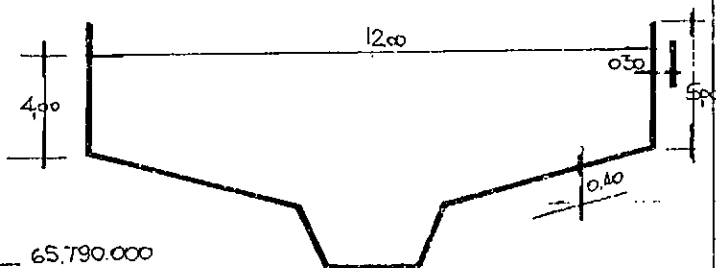
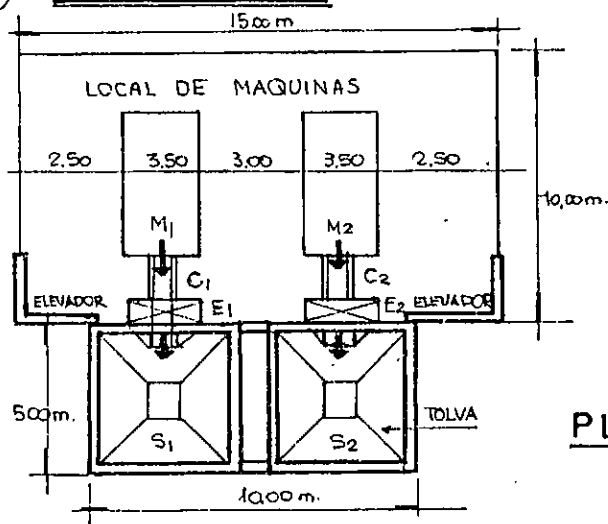
ES ESPESADOR MECANIZADOVOLUMEN HORMIGON
 $6,28 \times 5 \times 0,30 \times 12 + 3,14 \times 6^2 \times 0,40 =$
 $= 113 + 45 = 158 \text{ m}^3$
ADOPTAMOS: 170 m^3 REVOQUES: $6,28 \times 5 \times 12 + 150 = 376 + 150 = 527 \text{ m}^2$ EXCAVACION: $150 \times 3 = 450 \text{ m}^3$ RESUMENH\$A: $170 \text{ m}^3 \times 387.000 = 65.790.000$ REVOQUES $527 \text{ m}^2 \times 8.000 = 4.216.000$ EXCAVACION $450 \text{ m}^3 \times 10.000 = 4.500.000$

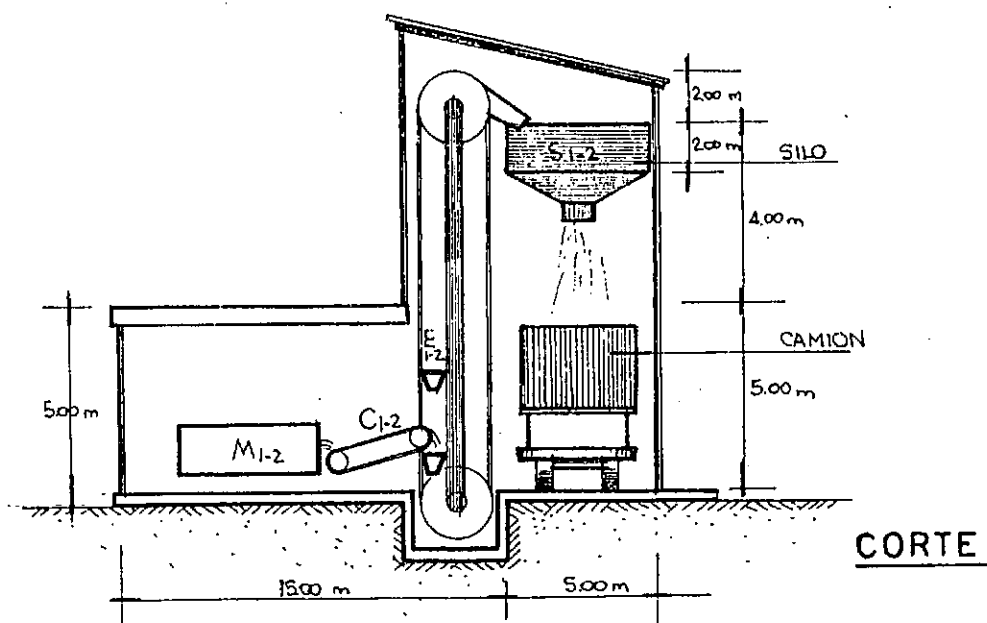
CAÑERIA Y ACCESORIOS 30.000.000

VARIOS 20.000.000

TOTAL A 124.506.000

TOTAL U\$A 99.605

**FB FILTRO BANDA****PLANTA**



- M_1 y M_2 MAQUINAS DE 3.15 DE ANCHO, 4.50m. DE LARGO Y 1.17m. DE ALTO
 S_1 y S_2 TOLVA Y SILO ELEVADO PARA CARGA SOBRE CAMION
 C_1 y C_2 CINTA TRANSPORTADORA HASTA ELEVADOR
 E_1 y E_2 ELEVADOR A CANGILONES

ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO

- a) LOSAS, COLUMNAS, VIGAS Y BASES EN LOCAL MAQUINAS

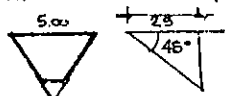
$$V.H^o = 10 \times 15 \times 0.30 = 45 \text{ m}^3$$

- b) SECTOR ELEVADORES

$$V.H^o = 2 \times 4 \times 0.20 \times 12 = 19.2 \text{ m}^3$$

- c) SILOS

$$V.H^o = 2 \times 20 \times 2 \times 0.25 + 1.41 \times 2.5 \times \frac{5}{2} \times 4 \times 0.25 \times 2 = 20 + 17.62 = 37.62 \text{ m}^3$$



$$\text{TOTAL H.A.} = 101.82 \text{ m}^3$$

PRESUPUESTOS ESTIMADOS

$$\text{H.A.} : 102 \text{ m}^3 \times 387.000 \text{ A/m}^3 = 39.474.000 \text{ A}$$

OBRA CIVIL, REVOQUES, PISOS

CARPINTERIA, PINTURA, ETC.

$$150 \text{ m}^2 \times \text{A/m}^2 370.000 = 55.500.000 \text{ A}$$

OBRAS COMPLEMENTARIAS

PAVIMENTOS, DEPOSITOS FOLIELECTROLITO,

BALANZA, ETC. 30.000.000 A

COMPUERTA DE SILO 10.000.000 A

TOTAL OBRA CIVIL 134.974.000 A

TOTAL U\$5 107.980

A.4.2 COSTO DE EQUIPOS DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS

A) ESPESADOR

$$55.000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 134912 \text{ U\$5}$$

B) FILTROS BANDA

$$2 \times 70000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 343413$$

ELEVADOR Y CINTA

$$15.000 \text{ U\$5} \times 2.45295 = 36794$$

$$380.207 \text{ U\$5}$$

A.4.3 COSTOS DE EXPLOTACION DE SUBALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BARROS

① PLAYAS

CARGA TRANSPORTE Y DISPOSICION DE HUMUS

$$3400 \text{ Kg/dia} \times \frac{1}{1200 \text{ Kg/m}^3} \times 365 \text{ dias/año} = 1034 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$5 \text{ U\$S/m}^3 \times 1034 \text{ m}^3/\text{año} = 5170 \text{ U\$S/año}$$

② FILTRO BANDA

PROVISION DE POLIELECTROLITO

$$17 \text{ Kg/dia} \times 365 \text{ dias/año} \times 3.6 \text{ U\$S/Kg} = 22338 \text{ U\$S/año}$$

ENERGIA FILTRO BANDA

$$2.2 \text{ Kw} \times 12 \text{ h/dia} \times 365 \text{ dias/año} \times 0.066 \text{ U\$S/Kwh} = 636 \text{ U\$S/año}$$

OPERACION Y MANTENIMIENTO FILTRO BANDA _____ 4500 U\\$S/año

TOTAL FILTRO BANDA _____ 27474 U\\$S/año