



25723

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

SEGUNDO INFORME PARCIAL: "DISEÑO BASICO"

TOMO I

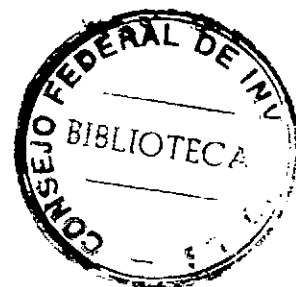
EXPERTO: ING. MARCELO JOSE PUJOL

1989

0/f3319
P32
III

relacionar
con 0/f3319
I 242
✓

INDICE GENERAL



1. Tamaño del Proyecto
 - 1.1. Tamaño del Proyecto de Agua Potable
 - 1.2. Tamaño del Proyecto del Establecimiento Depurador
 2. Parámetros de Diseño y Características Generales del Proceso
 3. Memoria de Cálculo Hidráulico y Sanitario
 - 3.1. Implantación General y Diagrama de Flujo
 - 3.2. Rejas
 - 3.3. Desarenador
 - 3.4. Estación de Bombeo
 - 3.5. Reactores
 - 3.6. Equipos Aireadores
 - 3.7. Sedimentadores
 - 3.8. Recirculación
 - 3.9. Cámara de Contacto
 - 3.10. Almacén de Hipoclorito
 - 3.11. Estación de Bombeo de Barros en Exceso
 - 3.12. Silo de Barros
 - 3.13. Playas de Secado
 4. Comparación Técnico Económica de las Alternativas Desarrolladas
 5. Resumen de las Reuniones de Trabajo
 6. Planos
- Anexo I: Hipótesis de trabajo para el Proyecto "Provisión y Distribución de Agua Potable a San Carlos de Bariloche", realizado por la firma Rómulo S. Noya y Asociados S.A.
- Anexo II: Cómputo, Análisis de Precios y Presupuesto para el Análisis Comparativo de Alternativas
- Anexo III: Antecedentes sobre Precios de Equipos Aireadores

1.- TAMAÑO DEL PROYECTO

1.1.- Tamaño del Proyecto de Agua Potable

El tamaño del proyecto de la Planta Depuradora ha sido compatibilizado 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.-

De cualquier manera, se transcriben a continuación las decisiones principales, ampliamente fundamentadas:

- Consumo medio del habitante residente..... 240 l/h.día
- Pérdidas (20% del consumo de la población estable) 48 l/h.día
- Dotación actual del habitante residente aplicable también a la población equivalente..... 290 l/h.día
- 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/h.día
- Cobertura del servicio de agua potable al año 2020 95 %

Se llega así a los siguientes resultados, extraídos del Cuadro - N° 10 (ver Anexo 1).

Año	Población Estable (hab)	Población Flotante (hab)	Cobertura del Servicio (%)	Caudal Máx. Diario (m3/día)	Caudal Máx. Instantáneo (m3/día)
2020	148.191	43.137	95	81.148	121.722

O sea:

$$(148.191 + 0,69 \times 43.137) \times 0,95 \times 0,32 \times 1,5 = 81.148 \text{ m}^3/\text{día}$$

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

Veremos ahora de traducir estos cálculos al caso de la Planta Depuradora.-

1.2.- Tamaño del Proyecto del Establecimiento Depurador

Población de Diseño:

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

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

Se adopta = 170.000 habitantes

///...

Carga orgánica:

Adoptada una carga específica de 60 g(DBO)/h.día, para el mes de julio del año 2020 resultaría:

$$170.000 \times 0.060 = 10.200 \text{ Kg(DBO)/día}$$

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.

Pero sí se descontará del caudal bruto producido, el porcentaje de pérdidas en la red distribuidora, el que se supone se infiltra en el suelo. Ese término fué evaluado en el 20 % del consumo de la población estable, o sea que:

$$\frac{\text{Dotación efectiva población estable}}{\text{Dotación de cálculo}} = \frac{1}{1 + 0.2} = \frac{240}{288} = 0.8333$$

Descontadas entonces las pérdidas, los 81.148 m³/día del máximo estacional se transforman en:

$$(148.191 \times 0.8333 + 0.69 \times 43.137) \times 0.9 \times 0.32 \times 1.5 = 66.205 \text{ m}^3/\text{día}$$

que llegan a la planta depuradora cloacal en julio del 2020. donde:

148.191.: Población estable año 2020.

0.8333.: Factor de reducción sobre el agua computada para la población estable, que tiene en cuenta las pérdidas en la red.

0.69.: Factor de equivalencia turista/residente.

43.137.: Población turística en julio del 2020.

0.9.: Factor de cobertura del servicio de desagües cloacales en el año 2020.

0.32.: Dotación nominal o de trabajo en m³/h.día

1,5.: Factor de pico estacional.

Resta todavía considerar el pico diario, el que se evalúa en 1,5 del medio diario; es decir:

$$\frac{66.205 \times 1.5}{24} = 4.140 \text{ m}^3/\text{h}$$

///...

Obviamente, se considera funcionamiento separativo, lo cual nunca se cumple estrictamente. Por esa razón se ha considerado la posibilidad de una sobrecarga hidráulica en tiempo lluvioso del 45%, la que será derivada directamente al lago. En el futuro, - para 170.000 habitantes y mayores exigencias en cuanto a preservación del lago, se contempla la cloración y difusión de los -- caudales completos. La razón por la cual eso no se hace en la -- primer etapa es evitar el reemplazo de las máquinas actuales y la remodelación de las instalaciones electromecánicas de la Estación de Bombeo.-

La derivación del sobreflujo es importante para proteger a la - planta de la fuga de barros por exceso de carga de los sedimentadores.-

2.- PARAMETROS DE DISEÑO Y CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROCESO

2.1.- Parámetros Externos para 85.000 Habitantes

- Carga orgánica..... 51.100 Kg DBO₅/día
- Carga hidráulica media estacional..... 33.100 m³/día
- Caudal de pico en tiempo lluvioso..... 3.000 m³/h
- Caudal de pico a tratamiento..... 2.070 m³/h

2.2.- Parámetro de Control

- Concentración media DBO₅ $\frac{5100 \times 10^3}{33.100}$ 154 p.p.m.
- Carga hidráulica estacional per cápita =
 $\frac{33.100}{85.000}$ 0,389 m³/h.día

2.3.- Parámetros que Caracterizan al Proceso

- Edad del lodo..... 25 días
- Concentración del líquido mezclado..... 4 Kg SS/m³
- Índice de crecimiento..... 0,666 $\frac{\text{Kg SST}}{\text{Kg DBO}_5 \text{ ap.}}$
- Carga másica = $\frac{1}{25 \times 0,666}$ 0,6 $\frac{\text{Kg DBO}_5}{\text{Kg SST día}}$
- Carga volúmica = 0,06 x 4..... 0,24 Kg DBO₅/m³ día
- OC/L carbonácea..... 1,55 Kg O₂/Kg DBO₅util
- DBO nitrogenosa "per cápita"..... 0,040 Kg O₂/h.día
- Factor de pico por aireación..... 1,15
- Carga hidráulica s/sedimentadores secunda
rios, sin recirculación, con caudales de
pico..... 1 m/h

2.4.- Características Generales

- Distribución: funcional ("todo para todos")
- Rejas: en arcos de círculos, con limpiador basculante o rotativo, muy indicadas para canales abiertos
- Desarenador: regulado por velocidad (incluye caudales de lluvia) con extracción por bomba sobre puente rodante y tornillo lavador de arena
- Estación elevadora complementaria: a pozo húmedo con bombas de motor sumergido
- Cámara partidora N° 1: a cuatro vertederos simétricos, con entrada al flujo vertical
- Distribución a reactores: por canal a cielo abierto, incluso la recirculación
- Reactores: de flujo orbital con zona anóxica. Se estudiarán dos alternativas: con aireadores de eje vertical y con aireadores de eje horizontal
- Cámara Partidora N° 2: a cuatro vertederos simétricos, con entrada inferior central
- Sedimentadores: circulares de alimentación y recogida periférica, con tolva toroidal central y barrido mediante puentes de mando periférico y doble pala parabólica para cubrir un radio y medio
- Recirculación: regulada con válvulas telescópicas seguidas de tornillos de Arquímedes
- Purga de barro: sistema dual, con líquido mezclado para regulación hidráulica de la edad del lodo y en forma convencional, con barro sedimentado para mantener constante el tenor de sólidos suspendidos en el reactor
- Aforo: canaleta Parshall a resalto
- Desinfección: mediante solución de hipoclorito de sodio al 15% diluido previamente
- Espesamiento y compactación de barro: mediante ensilado en dos etapas
- Deshidratación: mediante playas de secado con drenaje de retorno a cabeceras
- Servicios: oficina, laboratorio, taller y depósito, estar, office y sanitarios

3.- MEMORIA DE CALCULO HIDRAULICO Y SANITARIO

3.1.- Implantación General y Diagrama de Flujo

Sobre la base de las alternativas planteadas en el primer informe y con las facilidades que crea el nuevo tamaño, más reducido, del proyecto, se plantearon dos subalternativas que responden a idéntica configuración, las que pueden observarse en el Plano -

Nº 1, "Plantas Generales de las Alternativas Planteadas".-

Es de destacar el buen aprovechamiento de la topografía natural: el sector de playas a cota 780 y 776, el sector de reactores a cota 776 y 775 y el sector de pretratamiento a cota 769. De esa manera se ha logrado minimizar el movimiento de suelos a un nivel que para la primer etapa resulta irrelevante (ver Plano Nº 2, "Cortes Transversales").-

La expropiación del sector enajenado no sería necesaria hasta el momento de encarar la segunda etapa. La purga de los barros con líquido mezclado favorece el transporte y elevación de los sólidos que son espesados "in situ" a un nivel potencial que facilita la distribución de los barros.-

Conforme a esa implantación general, se produjo el "Diagrama de Caudales Envolventes" que se muestra en el Plano Nº 3 donde, -- asimismo, se halla emplanillado el cálculo de las pérdidas de carga en canales y cañerías. Sobre esa base, puede completarse una acabada imagen de conjunto del partido adoptado, con el Plano Nº 4, "Perfil Hidráulico" el que debe ser leído conjuntamente con los Planos Nº 18 y Nº 19, "Planimetrías".-

A continuación se trata el diseño y dimensionado de cada elemento.-

3.2.- Rejas

El caudal de ingreso al primer módulo estará conducido por la cloaca máxima \varnothing 900 mm existente, la que con velocidades de 1,30 m/seg. puede transportar 3.000 m³/h. Avenidas mayores no serían posibles ya que las bocas de registro Nº 17 y 39 funcionarían de aliviadores.-

Como hipótesis de trabajo, la máxima cota del agua en la cámara de rejas debe ser igual o inferior al intradós, en condiciones de razonable obstrucción, en tanto que el fondo de la cámara debe ubicarse a una cota próxima por defecto a la de la base de la segunda (futura) cloaca máxima. De allí surgen 766,60 para el pelo de agua a caudal máximo y 765,50 para el fondo. Además, para condiciones extremas, se tiene: ante corte de energía (boca 39 desbordando) 768,60 que es superior al máximo nivel del lago (768).-

Esa apreciación coincide con la recogida en obra en oportunidad

de visitarse la Estación sin alimentación eléctrica, habiéndose verificado el nivel del agua a la altura de la losa intermedia (768,52). De manera que los motores eléctricos deberían estar a cota superior, por ejemplo 769.-

El ancho de pasaje se fija en 3/4" ó 18,75 mm. el que con planchuelas de 3/8" dan un rendimiento de 0,666. A la velocidad de pasaje conviene limitarla a 0,9 m/seg. en tiempo lluvioso y a 0,6 m/seg. en tiempo seco, a efectos de no forzar el pasaje del retenido. Luego la sección necesaria es de:

$$\frac{2.070}{3.600 \times 0,666 \times 0,6} = 1,44 \text{ m}^2$$

para un módulo, lo cual sugiere un vano de sección 0,80 x 1,80 para un módulo y dos para el futuro. En esas condiciones se adopta una pérdida de carga de 5 cm. ya que la teórica es despreciable.-

3.3.- Desarenador

La necesidad de proceder a interceptar previo al tratamiento biológico, los sólidos inorgánicos particulados es un criterio generalizado. En oxidación prolongada las cargas volúmicas son bajas. Se lucha entonces con el límite prudente de la densidad de energía para mezcla. Si los sólidos sedimentables pesados tuvieran franca presencia en el reactor, en ciertas zonas (recodos) se formarían depósitos que, aparte de quitar volumen útil, crearían zonas anoxicas que son focos de proliferación de bacterias filamentosas. También en el resto del circuito las arenas pueden molestar, reduciendo incluso la vida útil de las bombas. Las condiciones hidráulico-topográficas se dan favorablemente para proceder a desarenar antes de la Estación de Bombeo. Se ensayaron entonces los tres tipos de desarenadores tradicionales:

- a) Sin regulación, tipo predecantador, con rascadores centrífugos de fondo. La selección del material se confía a una etapa subsiguiente en la que las arenas son lavadas.-
- b) Canales regulados con aire comprimido.-
- c) Canales regulados hidráulicamente de manera de lograr una velocidad horizontal de corte prefijada (30 cm/seg.).-

Los dos últimos pueden estar implementados con barredores longitudinales o con bombas de succión sobre puente rodante, varian-

te ésta finalmente adoptada, conjuntamente con la regulación hidráulica. En definitiva:

- Canales de perfil cuasi parabólico regulados hidráulicamente con vertedero estrecho de garganta constante.-
- Remoción del sedimento mediante bombas areneras sobre puente rodante.-
- Lavador de arena a tornillo de Arquímedes con retorno de agua de lavado.-

Solución a la que se le asigna las siguientes ventajas:

- Ausencia de mecanismos sumergidos inaccesibles.-
- Innecesidad de incorporar generación de aire comprimido en la planta.-
- Fácil adaptación desde el punto de vista de la arquitectura hidráulica, lo que puede apreciarse en el Plano N° 5, "Pretratamiento - Bombeo - Servicios".-

En cuanto al dimensionado, se desarrolla a continuación. Con velocidades de 0,30 m/seg. se interceptan partículas de 0,3 mm. y mayores que se asientan (Hazen) a una velocidad de 108 m/h que es también la carga hidráulica superficial sobre el desarenador. Entonces, en tiempo lluvioso:

- Superficie horizontal: $-\frac{3.000}{108}- = 27,77 \text{ m}^2$
- Sección recta: $-\frac{3.000}{3.600 \times 0,3}- = 2,77 \text{ m}^2$

Esas áreas se logran con dos canales parabólicos de 1,40 m. de ancho, 1,48 m. de flecha y 9,91 m. de largo.-

A ese perfil teórico hay que agregarle el volumen para depósitos y succión y un sobrelargo para compensar la perturbación de la entrada y la salida (en total 11,70).-

3.4.- Estación de Bombeo

3.4.1.- Hipótesis de Trabajo:

- 1 - En su tamaño definitivo, la capacidad de bombeo a tratamiento no será mayor ni menor de 4.140 m³/h.
- 2 - En periodos lluviosos, la máxima avenida será de 6.000 m³/h. La totalidad de ese caudal será pretratada. El sobreflujo - (6.000 - 4.140 = 1.860 m³/h) será bombeado a cloración.-

- 3 - En ninguno de los supuestos anteriores se ahogará el desarenador regulado.-
- 4 - Se adopta como cota máxima del lago la de 768 IGM, que es dos metros inferior a la cota de coronamiento del futuro dique Pequeña Angostura y superior al máximo registro histórico.-
- 5 - El tratamiento biológico dispondrá de un by-pass que permita enviar los 6.000 m³/h de líquido pretratado a cloración.
- 6 - De ser posible, se dispondrá de un by-pass a gravedad que permita derivar directamente al lago los caudales del punto 5.-
- 7 - Las tareas de remodelación de la Estación de Bombeo existente serán encaradas una vez habilitadas las obras que permitan suplirla.-

3.4.2.- Fraccionamiento de la Potencia de Bombeo

- 1 - Durante la primer etapa (85.000 h):

- 3 Bombas activas a planta de tratamiento:

$$Q = \frac{2.070}{3} = 690 \text{ m}^3/\text{h}, H = 13 \text{ m.}$$

- 2 Bombas en stand by a planta de tratamiento:

$$Q = 690 \text{ m}^3/\text{h}, H = 13 \text{ m.}$$

- 5 Bombas de sobreflujo (las existentes) al lago. Estas bombas no podrían ser utilizadas para bombear a planta por falta de potencia. Tampoco podrían ser utilizados los tableros.

- 2 - Durante la segunda etapa (170.000 h)

- 6 Bombas activas a planta:

$$Q = 690 \text{ m}^3/\text{h}, H = 13 \text{ m.}$$

- 3 Bombas en stand by a planta:

$$Q = 690 \text{ m}^3/\text{h}, H = 13 \text{ m.}$$

- 3 Bombas activas de sobreflujo a cloración:

$$Q = \frac{1.860}{3} = 620 \text{ m}^3/\text{h}, H = 10,50 \text{ m.}$$

3.4.3.- Volúmen Activo Necesario de los Pozos de Bombeo

Se utilizará el esquema:

///...

Conecta 6	V_5	
Conecta 5	V_4	
Conecta 4	V_3	
Conecta 3	V_2	V
Conecta 2	V_1	
Conecta 1	V_0	
Desconectan 1 a 6		

Se adopta como intervalo mínimo entre arranques consecutivos 20 minutos.-

- 1 - Para caudales ingresantes menores de 690 m³/h, la situación crítica se presenta para $Q = 345$ m³/h en cuyo caso el volúmen V_0 necesario resulta de 57,5 m³. En efecto, el tiempo de ciclaje se calcula de la siguiente manera:

$$T = \underbrace{-\frac{57,5}{345}}_{\text{tiempo de ascenso}} + \underbrace{-\frac{57,5}{690 - 345}}_{\text{tiempo de descenso}} = 0,3333 \text{ h.}$$

Cualquier otro caudal de ingreso entre 0 y 690 m³/h dará como resultado tiempos de ciclaje mayores. Es decir, 345 es el caudal pésimo.-

- 2 - Para caudales ingresantes entre 690 y 1.380 m³/h, el caudal pésimo es de 945,3 y el volúmen V_1 necesario resulta 22,55 m³.

En efecto:

$$T = \underbrace{-\frac{57,5}{945,3}}_{\text{tiempo de ascenso}} + \underbrace{-\frac{22,55}{945,3 - 690}}_{\text{tiempo de descenso}} + \underbrace{-\frac{(57,5 + 22,55)}{2 \times 690 - 945,3}}_{\text{tiempo de descenso}} = 0,3333 \text{ h.}$$

Es decir que, además de 345 m³/h, 945,3 m³/h es también un caudal de ingreso pésimo.-

- 3 - Para caudales entre 1.380 y 2.070 m³/h el nuevo caudal pésimo es de 1.587 m³/h y $V_2 = 15,3985$:

$$T = \underbrace{-\frac{57,5}{1.587}}_{\text{tiempo de ascenso}} + \underbrace{-\frac{22,55}{1.587 - 690}}_{\text{tiempo de descenso}} + \underbrace{-\frac{15,3985}{1.587 - 2 \times 690}}_{\text{tiempo de descenso}} + \underbrace{-\frac{95,45}{3 \times 690 - 1.587}}_{\text{tiempo de descenso}} = 0,3333 \text{ h.}$$

- 4 - Para caudales entre 2.070 y 2.760 m³/h el caudal ingresante pésimo es 2.248 m³/h y $V_3 = 11,77025$ m³:

///...

$$T = -\frac{57,5}{2.248} + -\frac{22,55}{2.248 - 690} + -\frac{15,3985}{2.248 - 2 \times 690} +$$

$$+ -\frac{11,77025}{2.248 - 3 \times 690} + -\frac{107,219}{4 \times 690 - 2.248} = 0,3333 \text{ h.}$$

- 5 - Para caudales entre 2.760 y 3.450 m³/h el caudal ingresante pésimo es 2.913,18 m³/h y V₄ = 9,4875 m³:

$$T = -\frac{57,5}{2.913,18} + -\frac{22,55}{2.913 - 690} + -\frac{15,3985}{2.913 - 3 \times 690} +$$

$$+ -\frac{9,4875}{2.913 - 4 \times 690} + -\frac{116,7065}{5 \times 690 - 2.913,18} = 0,3333 \text{ h.}$$

- 6 - Finalmente, para caudales entre 3.450 y 4.140 m³/h, el nuevo caudal pésimo es de 3.588 m³/h y V₅ = 8,05:

$$T = -\frac{57,5}{3.588} + -\frac{22,55}{3.588 - 690} + -\frac{15,398}{3.588 - 2 \times 690} +$$

$$+ -\frac{11,77}{3.588 - 3 \times 690} + -\frac{9,49}{3.588 - 3 \times 690} +$$

$$+ -\frac{8,05}{3.588 - 5 \times 690} + -\frac{124,76}{6 \times 690 - 3.588} = 0,33 \text{ horas}$$

- 7 - En resumen:

$$V_{\text{necesario}} = 57,5 + 22,55 + 15,40 + 11,77 + 9,49 + 8,05 =$$

$$= 124,76 \text{ m}^3$$

en tanto que el volúmen útil de la estación existente es:

$$-\frac{\pi \times 9,90^2}{4} \times 0,80 = 61,6 \text{ m}^3$$

insuficiente tanto para el tamaño definitivo como para la --
primer etapa.-

3.4.4.- Dispositivo del Sistema Combinado

La ejecución de un pozo suplementario que colabore con el existente, se justifica, además, por las siguientes razones:

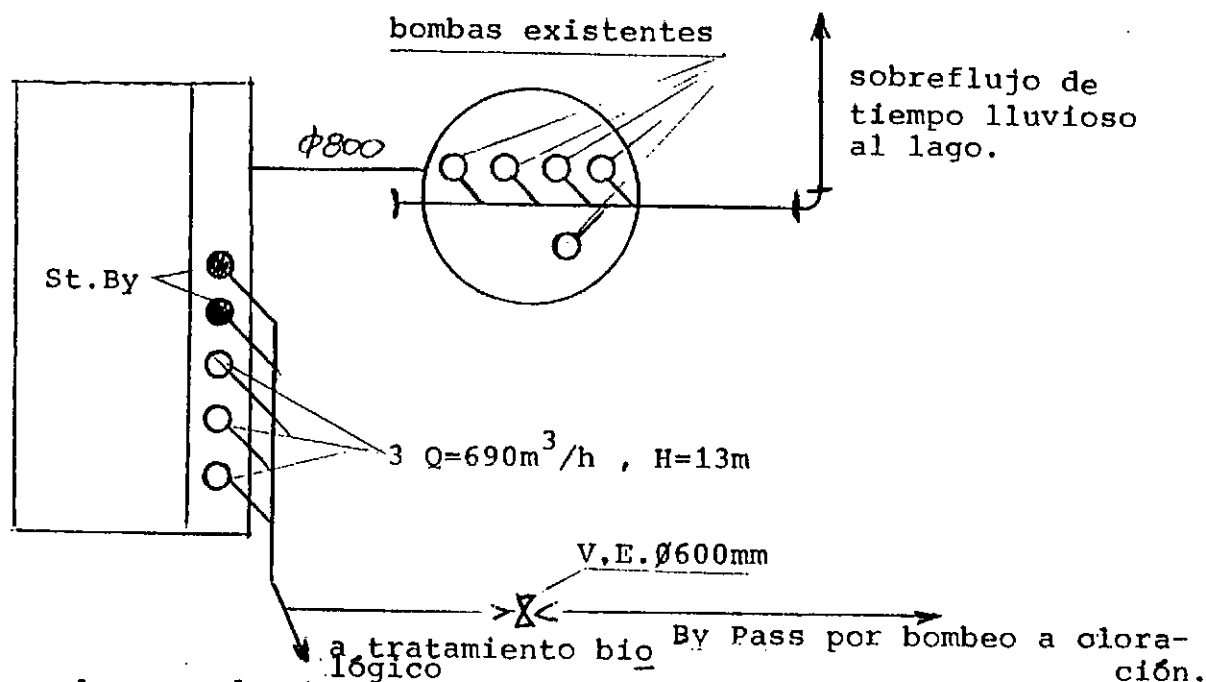
- Permite realizar operaciones en el pozo existente, una vez habilitado el nuevo pozo, las que podrán entonces ser realizadas en seco y con prolijidad.-
- Permite instalar una capacidad de bombeo capaz de atender también los inevitables caudales de infiltración de aguas pluviales.-

///...

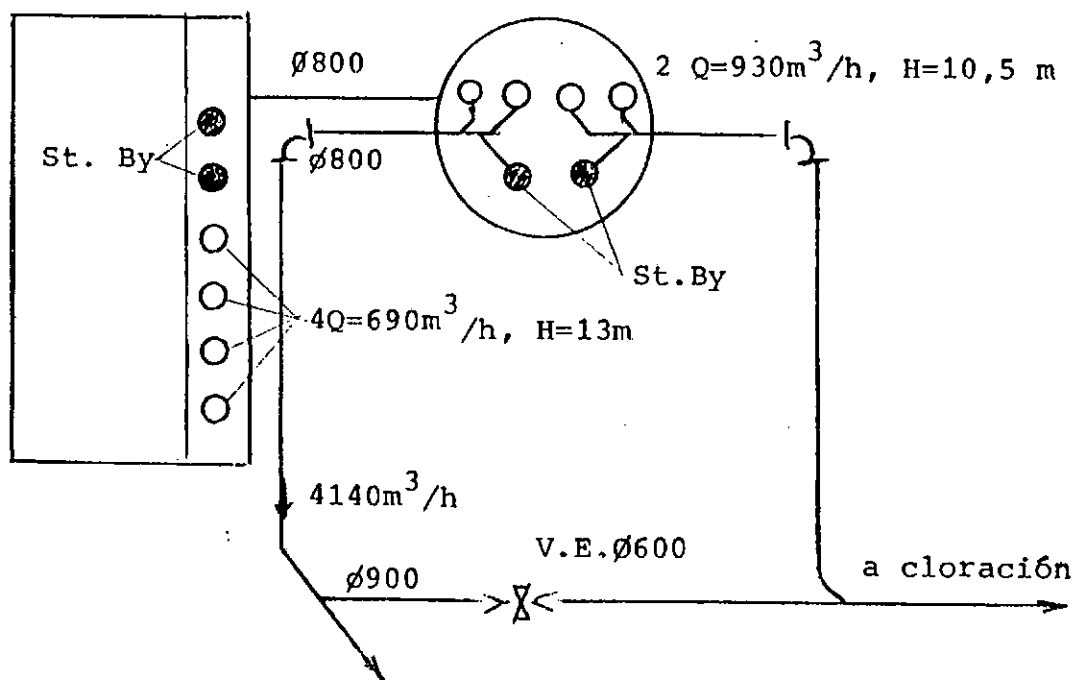
- Asumida la necesidad de proveer a la planta de una etapa de -- pretratamiento previo al bombeo, el costo del pozo adicional -- se disimula con la economía de escala. Las nuevas bombas son -- inevitables ya que las existentes no disponen de altura ni de potencia.-

En consecuencia se propone el siguiente esquema:

- Para la primer atapa:



- Para la segunda etapa:



///...

3.4.5.- Dimensionado

Computando la capacidad total de bombeo (6.000 m³/h) para el futuro con 6 bombas de 690 m³/h y 3 de 620 m³/h, el volúmen necesario sería de 145 m³., el que debe compatibilizarse con una carrera de 0,80 m. del pozo existente.-

El área del nuevo pozo resulta:

$$\frac{145}{0,80} = 181,25 \text{ m}^2$$

que se puede conseguir con un pozo de 8 x 13,00 m.

3.5.- Reactores

Como queda dicho, se ensayarán dos modelos de reactores en cuanto a diseño hidráulico y tipo de aireador, pero idénticos en -- cuanto a proceso: flujo orbital con región anóxica y carga volúmica 0,24.-

El volúmen necesario para 85.000 habitantes resulta:

$$V = \frac{5.100}{0,24} = 21.250$$

que se consigue con dos reactores de 10.625 m³ lo que da una -- permanencia a caudal medio estacional de 15,4 horas.

En cuanto a la capacidad de aireación requerida, se estima el -- rendimiento en DBO₅ en el 96% y para la demanda carbonácea, un factor 1,55 sobre la utilizada. Entonces:

$$DBO_{\text{carbonácea}} = 0,96 \times 5.100 \times 1,55 = 7.590 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

en tanto que para la nitrogenosa computamos 40 gr. de O₂ por ha bitante y por día:

$$DBO_{\text{nitrogenosa}} = 0,04 \times 85.000 = 3.400 \text{ Kg O}_2/\text{día}$$

Dado el período de retención elevado y el comportamiento iner-- cial que ello sugiere, consideraremos un factor de pico de 1,15 con lo que la capacidad de oxigenación requerida en el campo resulta:

$$\frac{(7.590 + 3.400) \times 1,15}{24} = 527 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

Se aclara que no se ha querido exagerar la capacidad instalada ya que ello trae aparejado mayores costos de energía (aún cuando no se la utilice) debido a que un menor factor de utiliza-- ción recargaría la tarifa.-

///...

Como parámetro de control, puede utilizarse la relación OC/L que resulta:

$$\frac{\text{Oxígeno consumido}}{\text{Carga aplicada}} = \frac{527 \times 24}{5.100} = 2,48$$

muy típica de la aireación prolongada.-

Debemos ahora calcular la capacidad en condiciones standard:

- a) Corrección por la resistencia propia del líquido cloacal:
Seguiremos el criterio propuesto en el manual de la ASCE, ---
Wasterwater Treatment Plant Design (WPCF, manual of practice
Nº 8) edición 1977.

En función de la edad del lodo, 25 días, se obtiene:

$$\alpha = 0,935$$

- b) Corrección por temperatura:

Aplicaremos como es tradicional una corrección tipo Arrenius con constante (para grados centígrados) 1,024. Al ser la temperatura de campo menor de 20°C la transferencia es también menor:

$$1,024^{12-20} = 0,8272$$

- c) Corrección por déficit:

En tanto el déficit en condiciones standard es de 9,2 mg/l, en condiciones de campo resulta la diferencia entre la saturación de campo y el tenor de oxígeno requerido en condiciones operativas. Si se tratase de agua pura, la concentración de saturación, a 2.000 pies sobre el nivel del mar y a 12°C resultaría de 10,1, pero como se trata de líquido cloacal, - hay que afectarlo del coeficiente "β". Según el Manual de la WPCF, para θ = 25, β = 0,973. Si además aceptamos que la concentración normal en operación es de 2 mg/l, el déficit en el campo será:

$$0,973 \times 10,1 - 2 = 7,827$$

y por consiguiente, la corrección, para pasar de las condiciones standard a las de campo, será:

$$\frac{7,827}{9,2} = 0,8508$$

Finalmente:

$$\frac{\text{Tasa de transferencia en el campo}}{\text{Tasa de transferencia en condiciones standard}} =$$

$$= 0,935 \times 0,8272 \times 0,8508 = 0,658$$

con lo que la capacidad de oxigenación en condiciones standard necesaria para 85.000 habitantes resulta:

$$\frac{527}{0,658} = 800 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

Para verificar la densidad de potencia podemos aceptar, como -- rendimiento de un aireador moderno, 2,1 Kg O₂/Kwh en el eje; en tonces:

$$\text{Densidad de Potencia: } \frac{800}{2,1} \cdot \frac{1.000}{21.250} = 18 \text{ W/m}^3$$

aceptable para flujo orbital, tanto con aireadores de eje vertical como para los de eje horizontal. Empero, se preferirá no concentrar demasiado la potencia utilizando, por ejemplo, solo dos máquinas por reactor, ya que con ello se tendrían los siguientes inconvenientes:

- Menor rendimiento energético para oxigenar.-
- Menor eficiencia de mezcla.-
- Falta de flexibilidad si un aireador sale de servicio.-

3.6.- Equipos Aireadores

3.6.1.- De Eje Horizontal

Se cuentan en el país con los dos diseños más difundidos: el tipo Mammuth con estrellas montadas sobre un tubo núcleo y el tipo Cage Rotor con palas cortas sobre una estructura en jaula. - Ambos son muy acreditados y con performance comparables. A plena inmersión se puede aceptar, para 72 r.p.m., una capacidad de -- transferencia en condiciones standard de 8,4 Kg O₂/h por metro de rotor. Entonces:

$$\text{Longitud necesaria para 85.000 h} = \frac{800}{8,4} = 96 \text{ m.}$$

Luego de algunas consultas y tanteos se decide un ancho de canal de 13,50 m. con aireadores dobles 2 x 6 m. y mando central. Se necesitarán 4 mandos por reactor, en total 8. La capacidad de mezcla está bien comprobada para profundidades de hasta 3 metros.-

La potencia en el eje resulta por metro igual a 4,2 Kw y en la línea igual a 52 Kw por lo que se requerirán motores de una potencia nominal de 75 HP ó 56 Kw.-

///...

En total $8 \times 75 = 600$ HP instalados para la aireación de la -- primer etapa.-

3.6.2.- De Eje Vertical

Se cuentan en el país con los dos diseños más acreditados: Hu-- bert y Sincar, enteramente comparables en cuanto a performance - (ver Anexo 2). El dispositivo de estos aireadores es menos ---- flexible porque deben ubicarse en el extremo de una pared divi-- soria. Con solo dos máquinas por reactor no se podría hacer fun-- cionar ese reactor en el caso de que uno de los aireadores estu-- viese fuera de servicio, y entonces, con solo dos calles y cua-- tro aireadores, la planta sería muy vulnerable. Con cuatro má-- quinas por reactor el diseño resulta demasiado complicado. En-- tonces se opta por tres aireadores por calle, de capacidad stan-- dard unitaria igual a:

$$-\frac{800}{6}- = 133 \text{ Kg O}_2/\text{h} = 293$$

que se puede conseguir con diámetros de plato entre 300 y 350 - mm. (6 120 y 140 pulgadas), típicamente el rotor 128 que requie-- re en el eje 80 HP y se lo utiliza en circuito orbital con pro-- fundidades de 3,50 m. y ancho de canal plegado de $2 \times 7 = 14$ m. Se requerirán motores de 100 HP o 75 Kw. La capacidad instalada al igual que en el caso anterior, resulta de 600 HP..-

Profundidades mayores de 3,50 m. resultarían antieconómicas de-- bido a la mayor exigencia estructural de las paredes, incremen-- tada en este caso por el efecto sismo.-

3.7.- 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 gran-- des, se estima que no vale la pena ni los riesgos pasar al sedi-- mentador de fondo plano con barredor a succión. No obstante, de-- ben tomarse algunos recaudos tales como:

- 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 periféri-- co del lado interior.

Con esas precauciones, se adopta:

- 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:

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

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

$$\frac{(Q + R) X}{7} = \frac{(2.070 + 1.380) 4}{7} = 1.971 \text{ m}^2.$$

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:

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

3.8.- Recirculación

Con $X = 4 \text{ Kg/m}^3$ y SVI efectivo = 125 cm³/gr. la relación de recirculación resulta del 100%, lo cual puede ser aceptable como hipótesis de trabajo prudente. Pero la capacidad a instalar debe ser adoptada teniendo en cuenta por un lado la necesidad de contar con reserva y por otro la de afrontar condiciones desfavorables de sedimentabilidad, por ejemplo, barros abultados con SVI = 160 cm³/gr. lo cual representa una relación:

$$r = \frac{X (\text{SVI})}{1.000 - X (\text{SVI})} = \frac{4 \times 160}{1.000 - 4 \times 160} = 1,77 \approx 180\%$$

que aplicada al caudal medio estacional completo (esto es a $\frac{2 \times 33.100}{24}$) requerirá una capacidad de bombeo de:

$$1,80 \times 2.760 = 4.968 \text{ m}^3/\text{h}$$

que se puede conseguir con 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 solo se utilizarían tres máquinas (y no a plena carga) quedando la cuarta de reserva.-

Para la primer etapa, se instalarían dos de ellas. Con solo una, se podría lograr una relación máxima posible de:

///...

$$r = \frac{4.968/4}{1.379} = 0,90 = 90\%$$

lo cual es todavía razonable. En tanto que con las dos máquinas a pleno la relación "r" podría llegar al 180% requerido para -- las peores condiciones.-

3.9.- Cámara de Contacto

Siguiendo expresas instrucciones (surgidas de criterios que compartimos) hemos previsto desinfección con solución de hipoclorito de sodio, asequible en el mercado a concentraciones alrede--dor del 15%.-

Como es un elemento que no vale la pena duplicar en el futuro, se dimensiona para el caudal de pico completo -esto es 4.140 -- m3/h para tiempo seco y 6.000 m3/h en tiempo lluvioso- para los que se adopta un tiempo de contacto de 15 minutos en el primer caso y 10 minutos en el segundo.-

El volúmen necesario resulta:

$$V = \frac{4.140}{60} \times 15 = 1.035$$

que se consigue con 10 x 25 x 4,15 (el volúmen de las chicanas interiores, se compensa con el de la obra de descarga).-

La cámara de contacto irá precedida de un aforador a resalto -- (Parshall) de 122 cm. de garganta.-

3.10.- Almacén de Hipoclorito

Una dosis razonable para un tiempo de contacto de 30 minutos -- aplicada a un efluente de oxidación prolongada con alta eficiencia en desnitrificación es de 4 p.p.m. de cloro, lo que repre--senta a caudal medio estacional de la primer etapa un consumo -diario de:

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

que al 15% equivale a un volúmen diario de:

$$\frac{132}{0,15 \times 1.000} = 0,88 \text{ m}^3/\text{día} = 26 \text{ m}^3/\text{mes (primer etapa)}$$

que puede cubrirse con un viaje por mes.-

Se preveen entonces dos tanques de 25 m3 de plástico reforzado con fibra de vidrio.-

3.11.- Estación de Bombeo de Barros en Exceso

Como se anticipara, el control del punto de funcionamiento de la planta (o sea el ritmo de purga de los barros excedentes) podrá ser hecho de dos maneras:

- haciendo predominar el parámetro "edad del lodo",
- haciendo predominar el parámetro "concentración de sólidos -- suspendidos".-

Como se sabe, ambos parámetros están relacionados (aunque no -- con mucha rigidez) por:

$$\theta \times I \times X = 1$$

siendo I el llamado índice de crecimiento de lodos (SGI en lit. inglesa) expresable en Kg SS/Kg DBO₅ utilizada, un parámetro cuyo valor todavía se discute. Para el clima de que se trata, hemos adoptado $I = 0,66$.-

Nuestra preferencia recae sobre el primer método por la facilidad de asegurar la consigna de explotación: se trata simplemente de apartar del reactor, sin retorno de sólidos, un volúmen -- diario igual a:

$$\frac{\text{Volúmen del Reactor}}{\text{Edad del Lodo Seleccionada}}$$

lo cual nos da el caudal de purga continua. Podemos además, asumir como condición extrema (planta sobrecargada o barros abulta dos) $\theta_c = 15$ días, con lo que el caudal de purga resulta:

$$\frac{21.250}{15 \times 24} = 59 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (primer etapa)}$$

que se podrá extraer de la cámara partidora N° 2.-

3.12.- Silo de Barros

Esta etapa del tratamiento no se presta para un cálculo racional. Su empleo es frecuente en países europeos de clima frío y lluvioso, y es típica de los diseños preconizados por la firma Passavant. En el país, Obras Sanitarias de Buenos Aires acredita una excelente experiencia (Arrecifes, Verónica, San Miguel, etc.).-

El diseño básico puede verse en el Plano N° 4 y en el Plano N° 5. Entre sus dos etapas se cumplen las siguientes funciones:

- Espesamiento y compactación de los barros purgados.-

- Creación de un potencial hidráulico que facilita la evacuación, transporte y distribución de los barros a las playas de secado.-
- Estabilización adicional por vía anaeróbica.-
- Almacenaje durante períodos lluviosos u otras circunstancias que impidan el envío a playa.-
- Seguro contra congelamiento debido al caudal de circulación continua en ambas unidades.-

Comencemos por la función de espesamiento, confiada al tramo superior de la primer unidad. Los espesadores se calculan con carga hidráulica superficial (16 a 33 m/día) y con carga másica superficial (90 a 120 Kg/m².día). En este caso se obtiene:

$$\text{Carga hidráulica superficial} = \frac{59 \times 24}{\pi \times \frac{92}{4}} = 22 \text{ m/día}$$

$$\text{Carga másica superficial} = \frac{59}{\pi} \times \frac{4}{92} \times \frac{24}{4} = 89 \text{ Kg/m}^2.\text{día}$$

Otro parámetro interesante para chequear la función de estabilización y almacenaje será el de la permanencia de sólidos, aún cuando para poder calcular ese parámetro con precisión sería necesario apreciar bastante bien las concentraciones medias, tarea plagada de dificultades.-

A la salida del segundo silo será posible conseguir tenores de humedad tan bajos como 85 % (o sea 150 Kg/m³ de materia seca), pero en ese rango la distribución puede comenzar a ser dificultosa (se ha previsto una alimentación para diluir en caso de manobra incorrecta por exceso de permanencia). De manera que puede fijarse un límite operativo inferior, por ejemplo de 80 Kg/m³. La concentración del barro de transferencia puede estimarse en 50 Kg/m³ (95 % de humedad) de manera que el tenor de materia seca promedio rondaría los 65 Kg/m³ en el segundo silo, en tanto que en el primero correspondería asignarle en promedio entre 4 y 50 es decir 27 kg/m³.

De no existir metanización, se lograrían permanencias de:

$$\text{Primer silo: } \frac{1.200 \text{ m}^3 \times 27 \text{ Kg/m}^3}{59 \times 4 \times \frac{24}{4} \text{ Kg/día}} = 5,7 \text{ días}$$

$$\text{Segundo silo: } \frac{1.200 \text{ m}^3 \times 65 \text{ Kg/m}^3}{5.664 \text{ Kg/día}} = 14 \text{ días}$$

En total 20 días. Con temperaturas moderadas y permanencias de 20 días es posible esperar cierto grado de metanización, en cuyo caso la permanencia sería mayor. Ese efecto puede ser deseable (para mejorar el secado en playa) o indeseable (si produce olo--

res molestos). Por la ubicación relativa de los silos con las áreas urbanísticas y el carácter ventoso de la zona, no es de esperar ninguna molestia por olores, pero si ello se hiciera presente, es fácilmente combatible mediante una moderada cloración que mantenga 1 p.p.m. en el líquido sobrenadante durante los períodos críticos.-

3.13.- Playas de Secado

El área de implantación del Establecimiento Depurador se halla en una zona intermedia de clima de transición. La presencia del INTA permite contar con registros pluviométricos que arrojan promedios de 800 mm/año. Algo más alejada, la estación del Aeropuerto, da valores promedio de 717 mm/año para la década 1951-60.-

En ese marco, se considera práctica la deshidratación mediante disposición del barro en playas de secado. La superficie necesaria se puede calcular sobre la base de una carga anual de 220 Kg de materia seca por m². La producción anual, sobre la base de 8 igual a 25 días, sin metanización en los silos, resulta para la primera etapa:

$$\frac{21.250}{25} \times 4 \times 365 = 1.241.000 \text{ Kg ms/año}$$

lo cual conduce a una superficie necesaria de:

$$\frac{1.241.000}{220} = 5.640 \text{ m}^2$$

para la primera etapa, quedando como seguridad la reducción por metanización.-

Otro criterio práctico es el del número de habitantes por m², el que en oxidación prolongada puede llegar a 15. En efecto:

$$\frac{85.000}{5.640} = 15,07 \text{ h/m}^2$$

La gestión de los barros es algo que siempre merece ajustes sobre la marcha. Es poco probable que la segunda etapa se realice según la previsión de proyecto. No escapa a este imponderable -- los avances en la deshidratación mecánica de barros, recurso que por el momento aconsejamos desechar en aras de un más sencillo y seguro mantenimiento.-

4.- COMPARACION TECNICO ECONOMICA DE LAS ALTERNATIVAS DESARROLLADAS

El difundido dispositivo "carrousell" compite mano a mano con el no menos tradicional arreglo "en zanja" pudiéndose anotar a fa--

vor de cada uno de ellos importantes y recientes logros. Por ejemplo, a favor de los aireadores de eje vertical están las 16 máquinas de 150 HP para la Estación de Curitiba (Brasil, 1979) y a favor de los cepillos de eje horizontal los 72 aireadores dobles de 100 HP del Dan-Project, Tel Aviv (Israel, 1980). De manera que no cabe esperar por vía de los análisis de costos una clara definición.-

Los elementos de costo que merecen ser analizados son las correspondientes a las estructuras involucradas en cada uno de los diseños (es decir los reactores) y a las máquinas. Se chequearon también los volúmenes de excavación, encontrando diferencias irrelevantes.-

En cuanto a los costos de funcionamiento, se ha asumido en el apartado 3.5 que ambos equipos presentan el mismo rendimiento energético, adoptando en definitiva 2,1 Kg O₂/Kwh. Este es un tema muy sujeto a la influencia de la propaganda comercial. Este experto tiene su propia opinión, pero no está en condiciones de constatarla, por lo que se opta por la equidad salomónica.-

En el Anexo 2 se adjunta el Cómputo y Presupuesto de la obra civil correspondiente a los reactores (primera etapa) con sus respectivos análisis de precios, confeccionados con valores de fines de diciembre de 1989 los que se pueden asimilar a un valor de cambio oficial de 1250 A/US\$. El resultado favorece al eje horizontal debido fundamentalmente al mayor ancho del canal y menor alto de los muros.-

En el Anexo 3 se adjuntan las cotizaciones que se pudieron conseguir, en el marco de un mercado inestable, por parte de algunos proveedores tradicionales. Para estas cotizaciones se estableció como condición de pago, contra entrega escalonada. Es decir, esos precios no están cargados con los gastos financieros convencionales ni tampoco con los correspondientes a una empresa intermediaria, si esa fuese la modalidad de contratación. Entendemos que dada la importancia del equipamiento mecánico, se debería o bien exigir constitución de consorcio entre el proveedor de equipos y el contratista de la obra civil, o bien realizar las contrataciones por separado. En cualquiera de los casos, entonces, correspondería agregar al precio cotizado solo el 70 % de gastos financieros.-

En resumen, los costos diferenciales de primera inversión de ca-

da alternativa se pueden sumarizar de la siguiente manera:

	EJE HORIZONTAL	EJE VERTICAL
Volumen excavación (m ³)	2.174,417	2.787,379
Volumen hormigón (m ³)	31.272	32.205
Costo hormigón (m A)	702,675	995,892
Costo equipos (m A)	1.000,875	638,058
Total costos diferenciales (m A)	1.703,550	1.633,950
Relación (%)	100	95,9

Comentario General y Recomendaciones

La diferencia hallada a favor de la alternativa eje vertical, -- una vez prorrateada en el costo total de la Planta, resulta absolutamente irrelevante frente a la consistencia con que una propuesta puede ser realizada. En otras palabras, el costo de primera inversión no debería ser elemento de decisión.-

El reductor o caja de engranajes debería ser más sencilla para los aireadores de eje vertical, pero esa ventaja se compensa con una mayor dificultad en resolver la suspensión, desde un solo extremo del rotor.-

Ambos aireadores muestran similar aptitud para trabajar a regímenes regulados sin perder eficiencia energética, pero indudablemente, con cuatro máquinas se puede regular mejor que con tres, y además, si una sale de servicio el mal es menor. Por otra parte, una modificación en el sentido de agregar aireadores en el futuro si se deseara aumentar la carga o disponer de mayor reserva, sería posible solo en el caso de la alternativa con aireadores de eje horizontal.-

Por estas razones nos inclinamos finalmente por esa solución.-

5.- RESUMEN DE LAS REUNIONES DE TRABAJO

Sin tener en cuenta los frecuentes contactos personales y telefónicos mantenidos con la Inspección y con el personal técnico del Departamento Provincial de Aguas que colabora, a partir de la entrega del Primer Informe Parcial el día 18 de abril de 1989 se realizaron dos reuniones de trabajo formales.-

La primera de ellas se realizó en Viedma, el 5 de julio, con la presencia de los Ingenieros Mirta Manuel y Patricia Fernández por la Provincia, Nicolás Ratto por el CFI, y el informante como Ex-

///...

perto contratado.-

Las principales decisiones fueron las siguientes:

- Proceder a fijar un nuevo tamaño del Proyecto que, superando el Informe Final del Anteproyecto Preliminar, se corresponda con el reciente estudio de demanda realizado para el Proyecto de Abastecimiento de Agua, el que incorpora, además, los resultados del censo 1985.-
- Profundizar el estudio de la cámara de aireación y su implementación mecánica, sugiriéndose el desarrollo de alternativas basadas en aireadores de eje horizontal y de eje vertical.-

Esa reunión de trabajo se continuó en Bariloche con visitas y trabajos de campaña.-

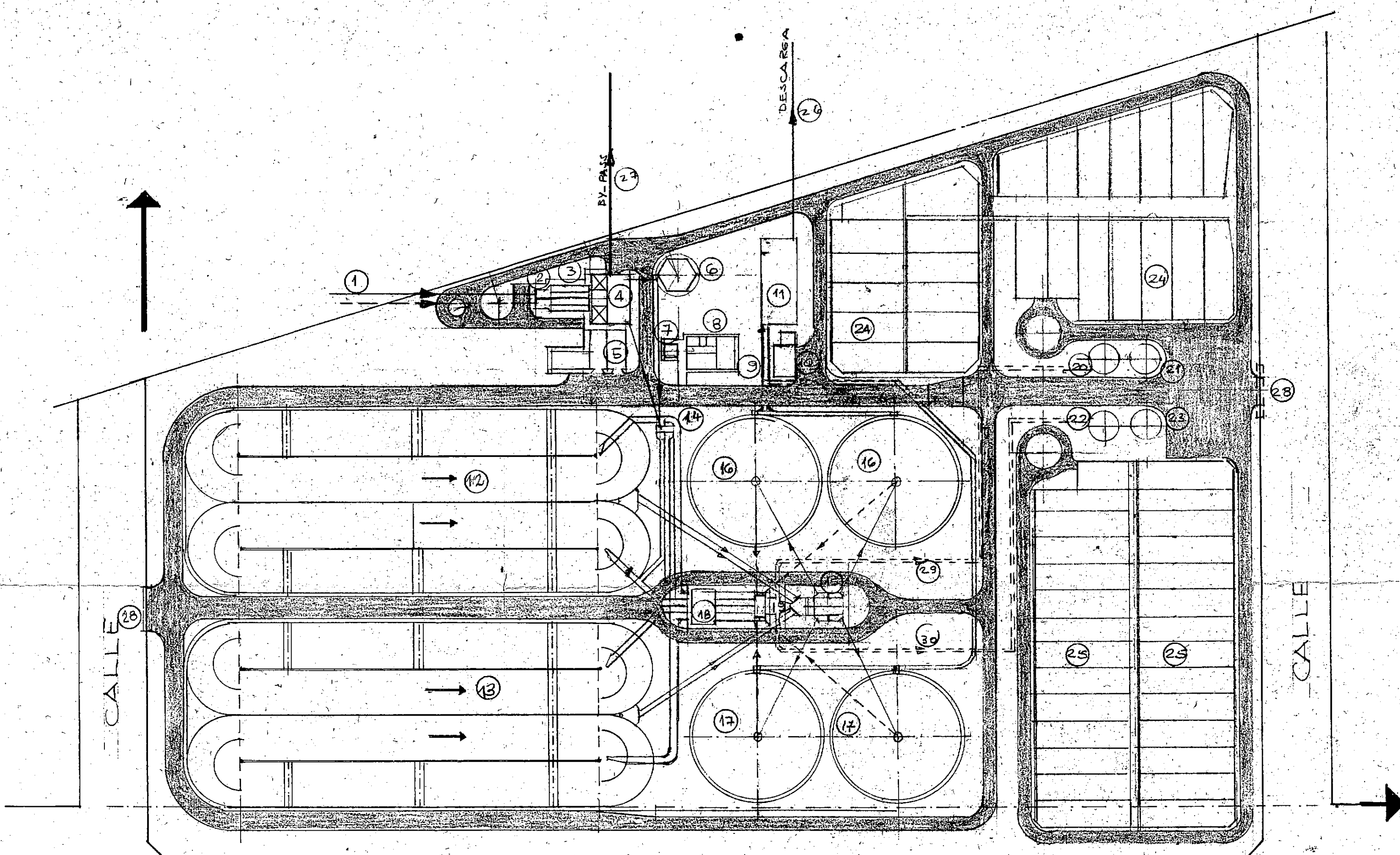
La segunda reunión formal se realizó entre el 29 de noviembre y el 3 de diciembre en San Carlos de Bariloche, con la presencia de los Ingenieros Fernando Erica por la Provincia, Irma Sbarbati por el CFI, personal técnico del Servicio y, ocasionalmente, los asistentes al Seminario sobre la Contaminación del lago Nahuel Huapi promovido por el Centro Regional Universitario Bariloche. En esta reunión de trabajo, quedaron superados los inconvenientes que por desajustes en la información habían trabado el desarrollo de las tareas, y se realizó un importante aporte al concurrir en calidad de expositores y en representación del CFI, la Ing. Sbarbati y el suscripto al citado Seminario, el que tuvo un destacado nivel académico y amplia repercusión en el medio.-

6.- PLANOSINDICE

- 1 - Planta General de las Alternativas Adoptadas
- 2 - Cortes Transversales
- 3 - Diagrama de Caudales Envolventes
- 4 - Perfil Hidráulico
- 5 - Pretratamiento - Bombeo - Servicios
- 6 - Sector Reactores Aeróbicos
- 7 - Reactores - Cámara Partidora N° 1 - Canales
- 8 - Reactores - Cámara Partidora N° 1 - Canales - Variante Eje Vertical
- 9 - Reactores - Cortes
- 10 - Estación de Bombeo de Recirculación y de Barros en Exceso
- 11 - Cámara Partidora N° 2
- 12 - Sedimentador
- 13 - Aforador y Cámara de Cloración
- 14 - Obra de Descarga
- 15 - Silo de Barros
- 16 - Playas de Secado
- 17 - Centro de Comando - Laboratorio y Oficinas Centrales
- 18 - Planialtimetría Sector Reactores
- 19 - Planialtimetría Sector Playas de Secado
- 20 - Estudios Geotécnicos

ALTERNATIVA A

REACTORES CON AIREADORES DE EJE HORIZONTAL
ESCALA 1:1000



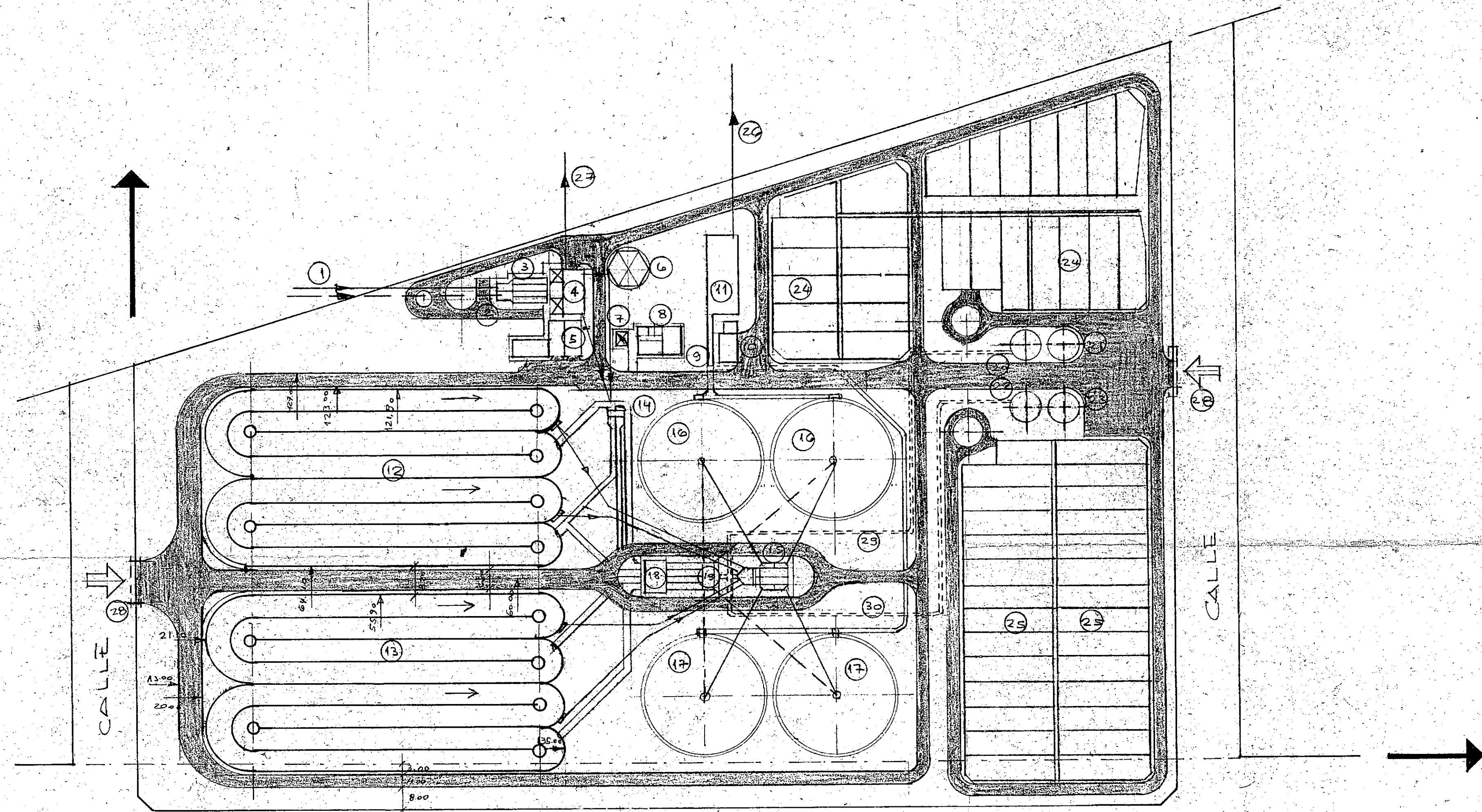
CALLE PUBLICA

REFERENCIAS

- 1 INGRESO DE LIQUIDOS CLOACALES - DOS CLOACAS MAXIMAS
- 2 CAMARA DE REJAS
- 3 DESARENADORES PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA
- 4 ESTACION DE BOMBEO DE LIQUIDOS A CONSTRUIR
- 5 TALLERES DEPOSITO Y SERVICIOS
- 6 ESTACION DE BOMBEO EXISTENTE
- 7 MASTIL
- 8 LABORATORIO Y OFICINAS
- 9 SGALETA PARSHALL
- 10 SALA DE CLORACION
- 11 CAMARA DE CLORACION
- 12 REACTOR AEROBICO PRIMERA ETAPA
- 13 REACTOR AEROBICO SEGUNDA ETAPA
- 14 CAMARA PARTIDORA N° 1
- 15 CAMARA PARTIDORA N° 2

ALTERNATIVA B

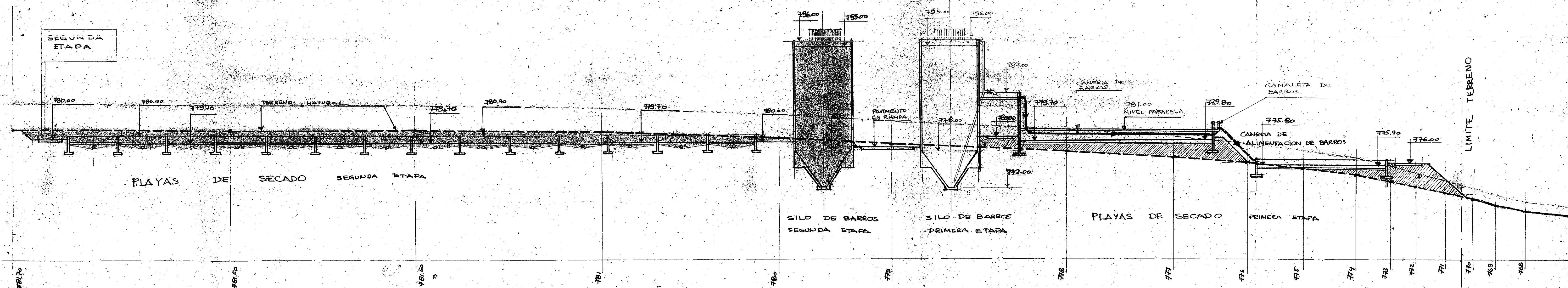
REACTORES CON AIREADORES DE EJE VERTICAL
ESCALA 1:1000



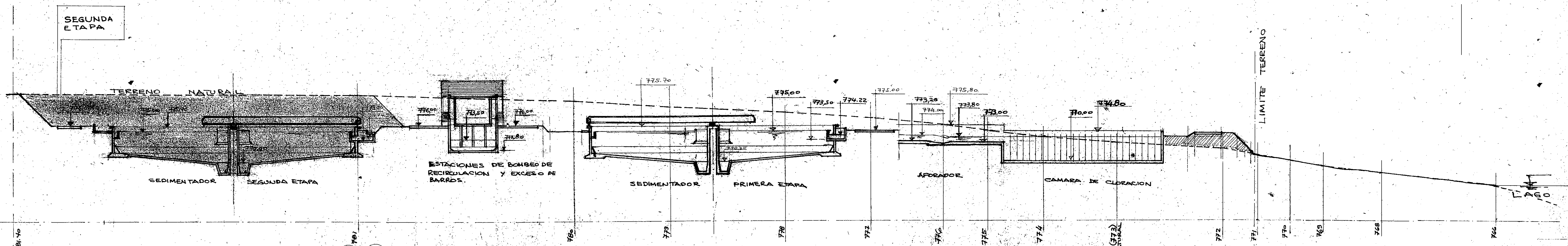
CALLE

REFERENCIAS

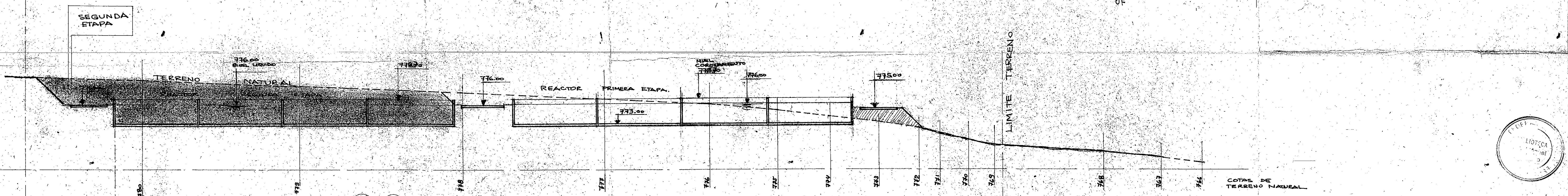
- 16 SEDIMENTADORES PRIMERA ETAPA
- 17 SEDIMENTADORES SEGUNDA ETAPA
- 18 ESTACION DE BOMBEO DE RECIRCULACION
- 19 BOMBEO A SILO DE BARROS
- 20 SILO DE BARROS PRIMARIO - PRIMERA ETAPA
- 21 SILO DE BARROS SECUNDARIO - PRIMERA ETAPA
- 22 SILO DE BARROS PRIMARIO - SEGUNDA ETAPA
- 23 SILO DE BARROS SECUNDARIO - SEGUNDA ETAPA
- 24 PLAYAS DE SECADO PRIMERA ETAPA
- 25 PLAYAS DE SECADO - SEGUNDA ETAPA
- 26 CAÑERIA DE DESCARGA DE LIQUIDOS TRATADOS
- 27 CAÑERIA DE DESCARGA BY-PASS DE PLANTA
- 28 ACCESO A LA PLANTA
- 29 IMPULSION A SILO DE BARROS - PRIMERA ETAPA
- 30 IMPULSION A SILO DE BARROS - SEGUNDA ETAPA



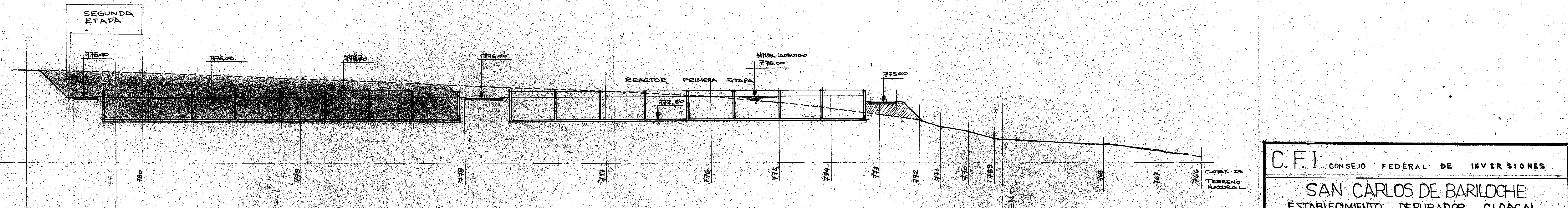
CORTE 3-3 PROGRESIVA 283.00 M



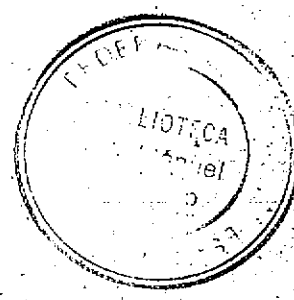
CORTE 2-2 PROGRESIVA 180.00 M.



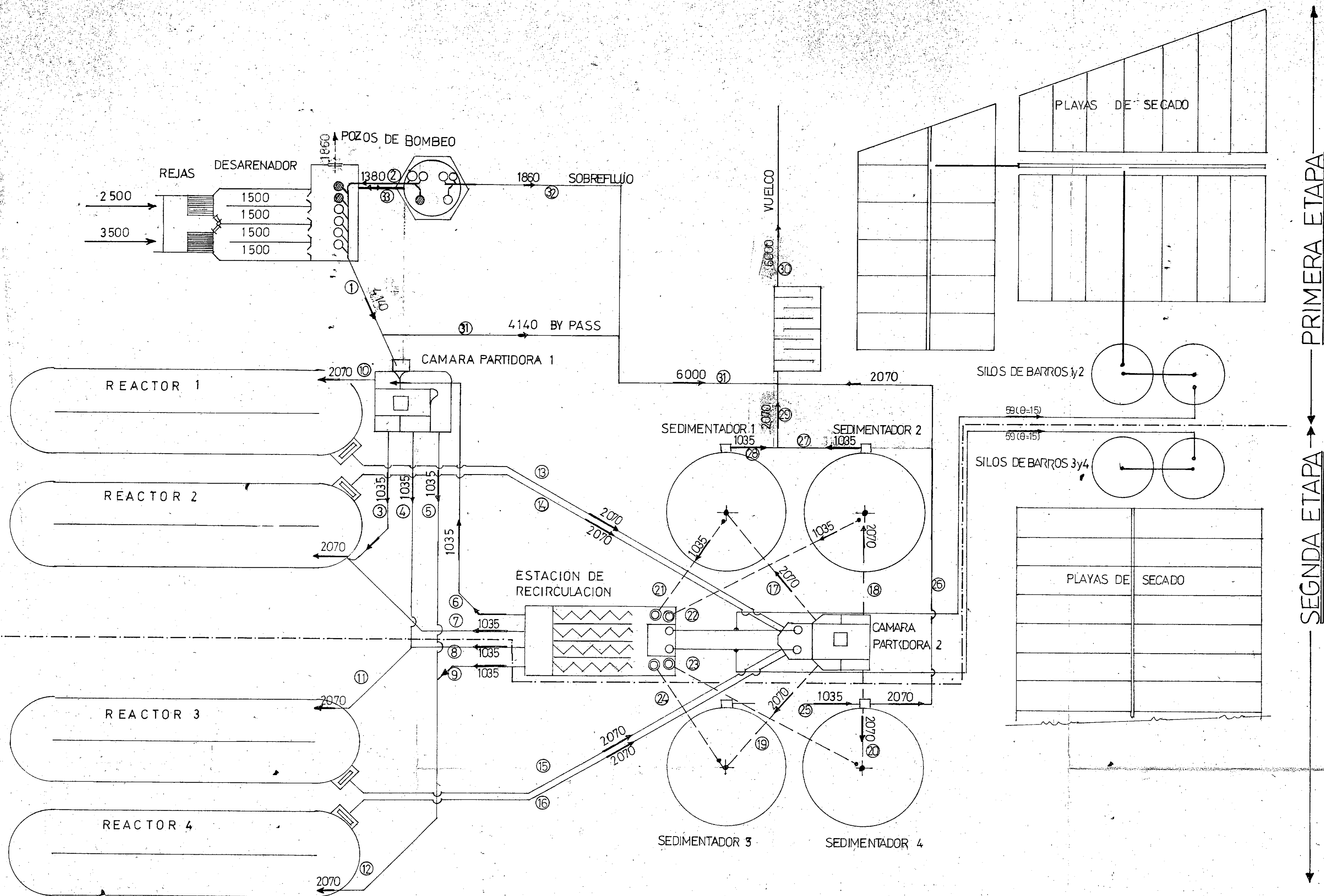
CORTE 1-1 PROGRESIVA 50.00 M.
AERADORES DE EJE HORIZONTAL



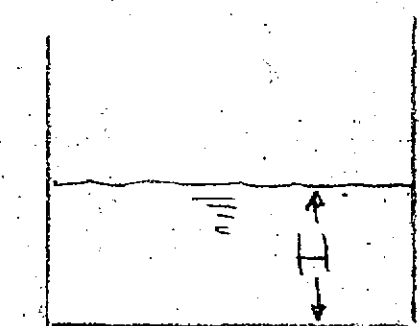
CORTE 1'-1' PROGRESIVA 50 M.
AERADORES DE EJE VERTICAL



C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
CORTES TRANSVERSALES		
Vº Bº	PROYECTO	FECHA
	ING. MARCELO J. PUJOL	
DISEÑO		PLANO 2
		ESCALA 1:300



Nº	Q	Q	b	φ	INTRADOS	FONDO	ALTURA DEL AGUA	LONGITUD	I	R	V	H	Nº
	m³/H	m³/SEG	M	M	ANTERIOR	POSTER.	ANTERIOR	POSTERIOR	%	M	M/SEG	M	
1	4140	1.15		0.90									1
2	1380	0.383		0.60									2
3	1035	0.2875	1		776.28	776.22	776.57	776.51	1.20	0.1827	1.0	0.288	3
4	1035	0.2875	1		776.28	776.22	776.58	776.52	1.07	0.1875	0.96	0.30	4
5	1035	0.2875	1		776.28	776.22	776.60	776.54	0.857	0.1962	0.89	0.323	5
6	1035	0.2875	1.65		776.75	776.70	776.97	776.92	0.769	0.1755	0.78	0.223	6
7	1035	0.2875	1.65		776.75	776.72	776.93	776.90	1.5	0.1478	0.97	0.180	7
8	1035	0.2875	1.65		776.75	776.72	776.90	776.87	2.5	0.1276	1.15	0.151	8
9	1035	0.2875	1.65		776.75	776.72	776.89	776.86	3.0	0.1276	1.21	0.144	9
10	2070	0.575	1.65		776.28	776.20	776.49	776.41	3.636	0.1680	1.65	0.211	10
11	2070	0.575	1.65		776.22	776.20	775.87	775.85	0.833	0.2433	1.01	0.345	11
12	2070	0.575	1.65		776.22	776.20	775.73	775.70	0.308	0.3078	0.91	0.481	12
13	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.61	775.50	2.08		1.144		13
14	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.60	775.50	2.08		1.144		14
15	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.60	775.50	2.08		1.144		15
16	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.61	775.50	2.08		1.144		16
17	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.09	775.00	2.08		1.144		17
18	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.09	775.00	2.08		1.144		18
19	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.09	775.00	2.08		1.144		19
20	2070	0.575		0.80	775.69	775.00	775.09	775.00	2.08		1.144		20
21	1035	0.2875		0.60	769.10	775.00	774.90	774.80	2.41		1.016		21
22	1035	0.2875		0.60	769.10	775.00	774.86	774.86	2.41		1.016		22
23	1035	0.2875		0.60	769.10	775.00	774.86	774.86	2.41		1.016		23
24	1035	0.2875		0.60	769.10	775.00	774.86	774.86	2.41		1.016		24
25	1035	0.2875	1		773.68	773.67	774.18	774.17	0.259	0.25	0.575	0.50	25
26	2070	0.575	1		773.67	773.50	774.17	774.00	1.00	0.25	1.15	0.50	26
27	1035	0.2875	1		773.52	773.51	774.02	774.01	0.259	0.25	0.575	0.50	27
28	1035	0.2875	1		773.51	773.51	774.01	774.01	0.259	0.25	0.575	0.50	28
29	2070	0.575	1.65		773.51	773.50	774.01	774.00	1.03	0.25	1.15	0.50	29
30	4140	1.15		0.90					4.3		1.80		30
31	6000	1.66		0.90					9.180		2.61		31
32	1860	0.5166		0.80					7.592		1.83		32
33	3240	0.90		0.80	764.75	764.75	764.64	764.60	5.11		1.79		33

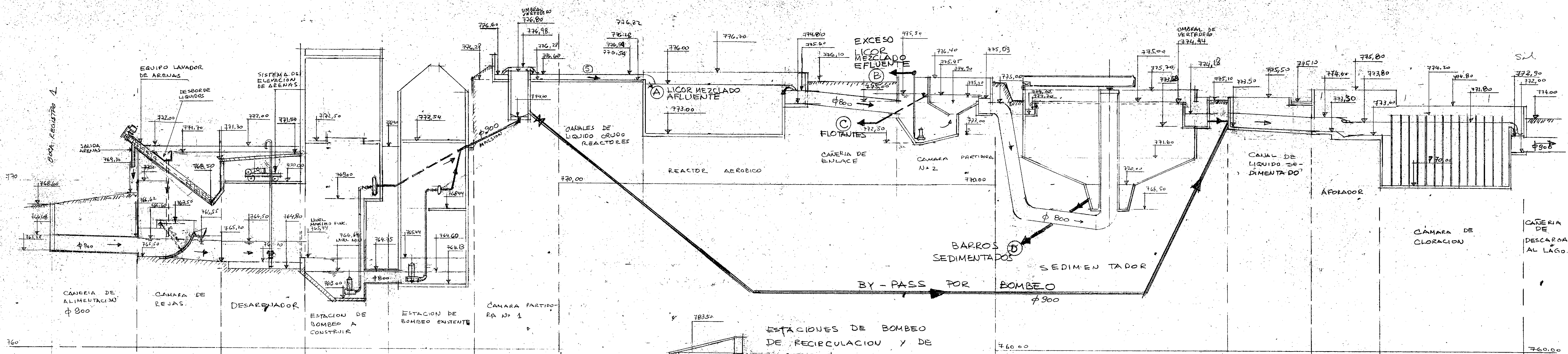


$$V = 90 R^{2/3} I^{1/2}$$

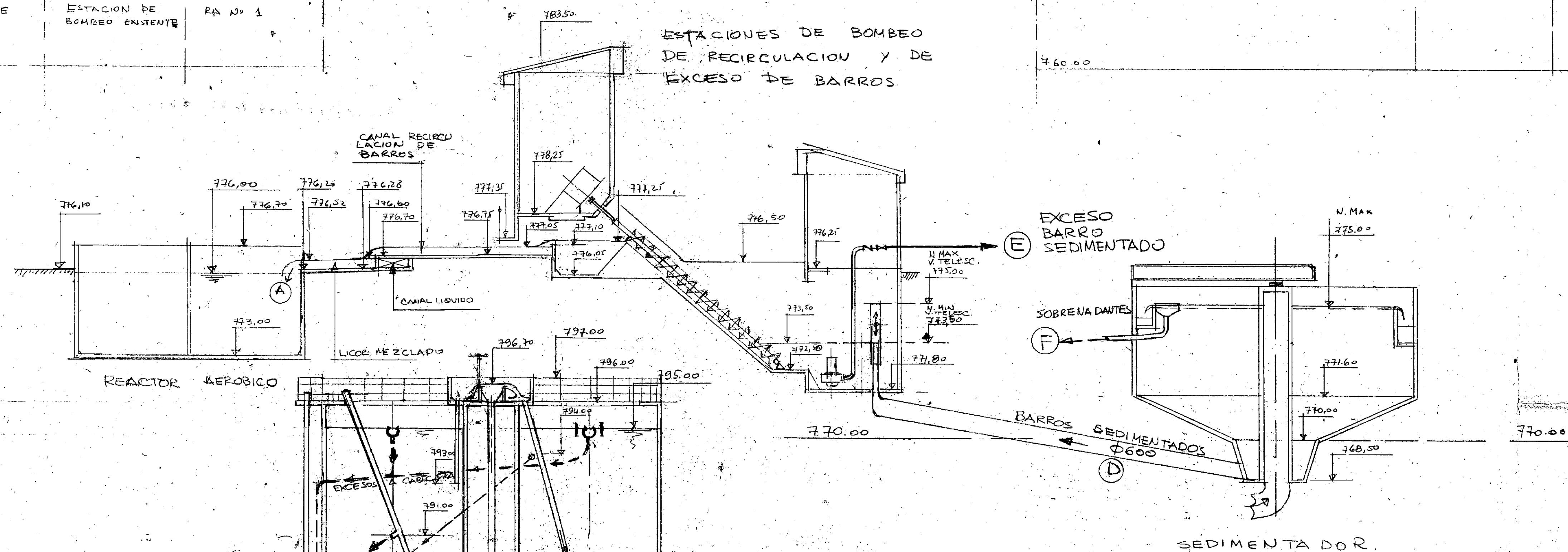
COLEBROOK, $K = 2 \text{ mm}$, $T = 0.8$

CFI CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEFURADOR CLOACAL		
DIAGRAMA DE CAÑERIAS ENVOLVENTES		
Vº Eº	PROYECTO	FECHA
	ING. MARCELO J. PUSOL	
DIBUJO		PLANO 3
		ESQ. S/E

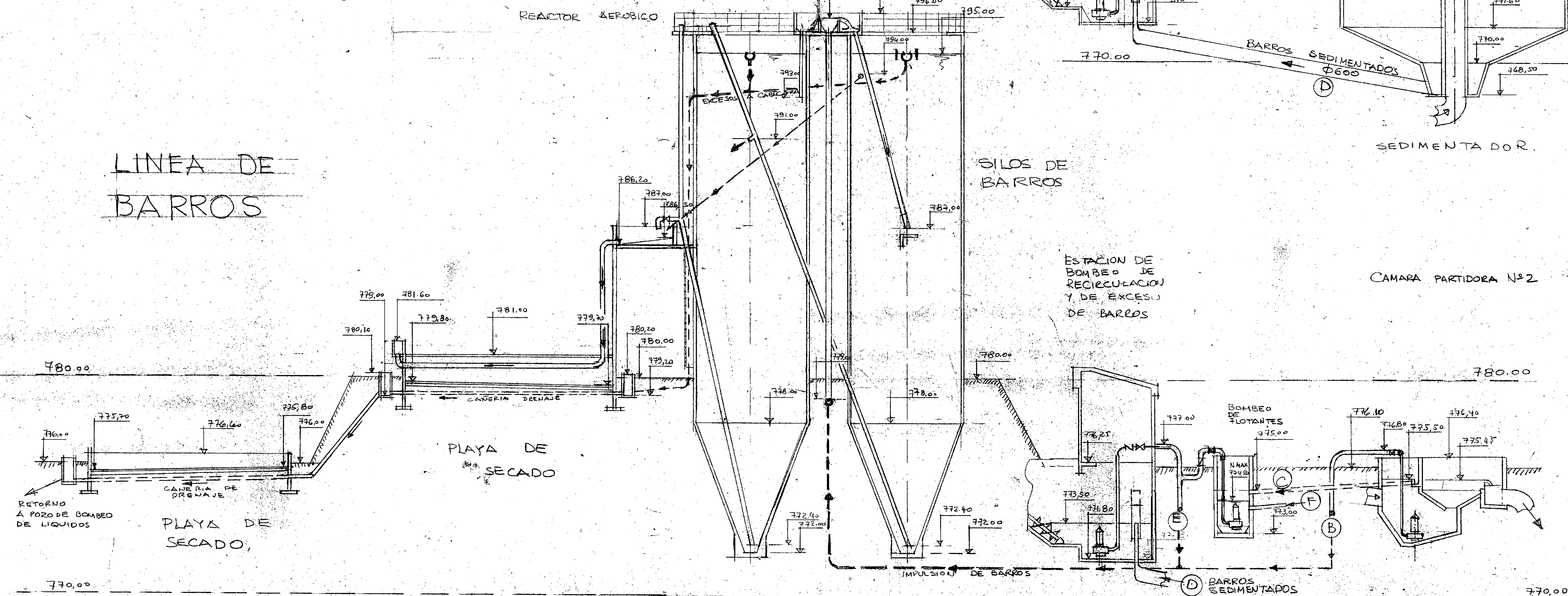
PERFIL HIDRAULICO LINEA DE LIQUIDOS



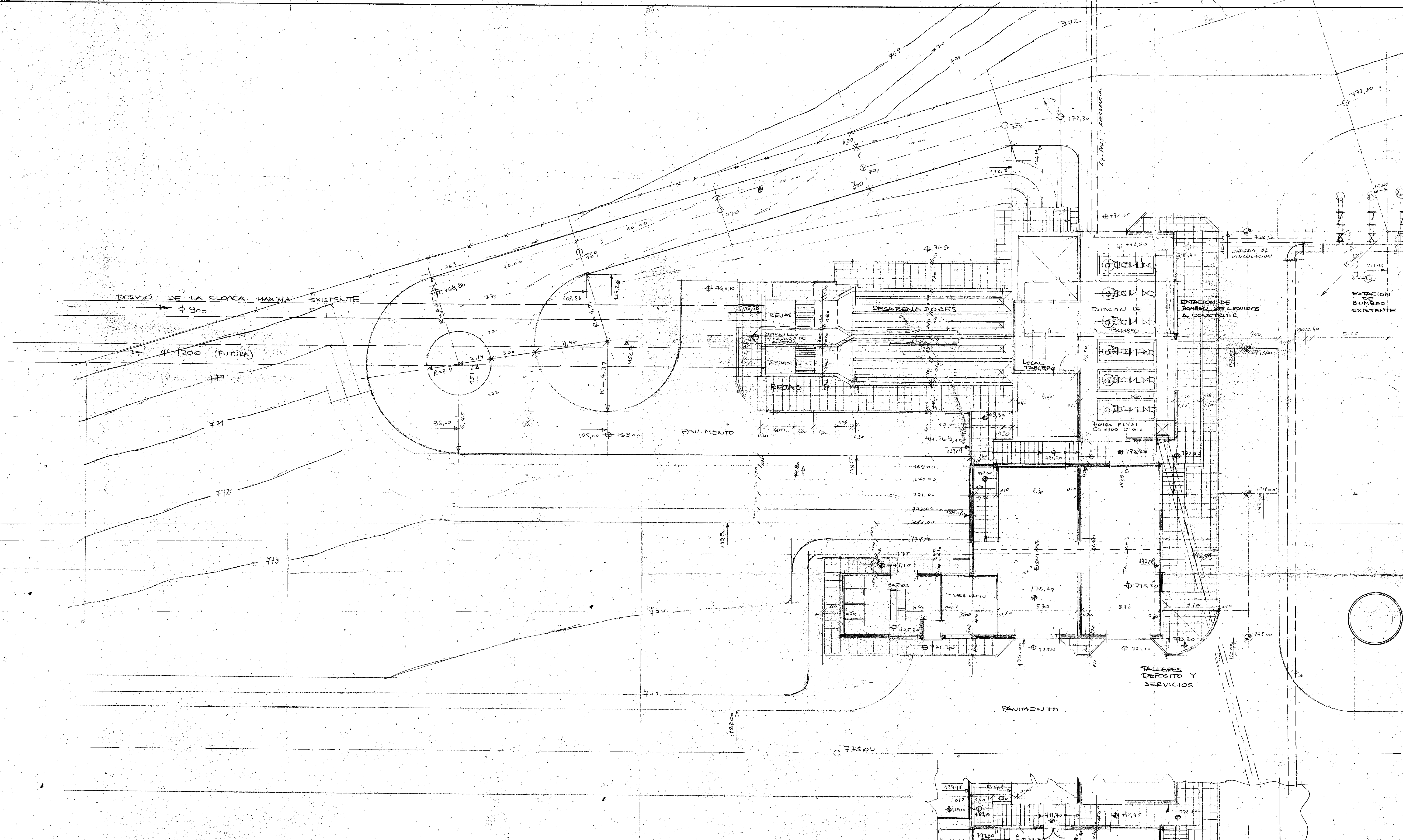
LINEA DE RECIRCULACION

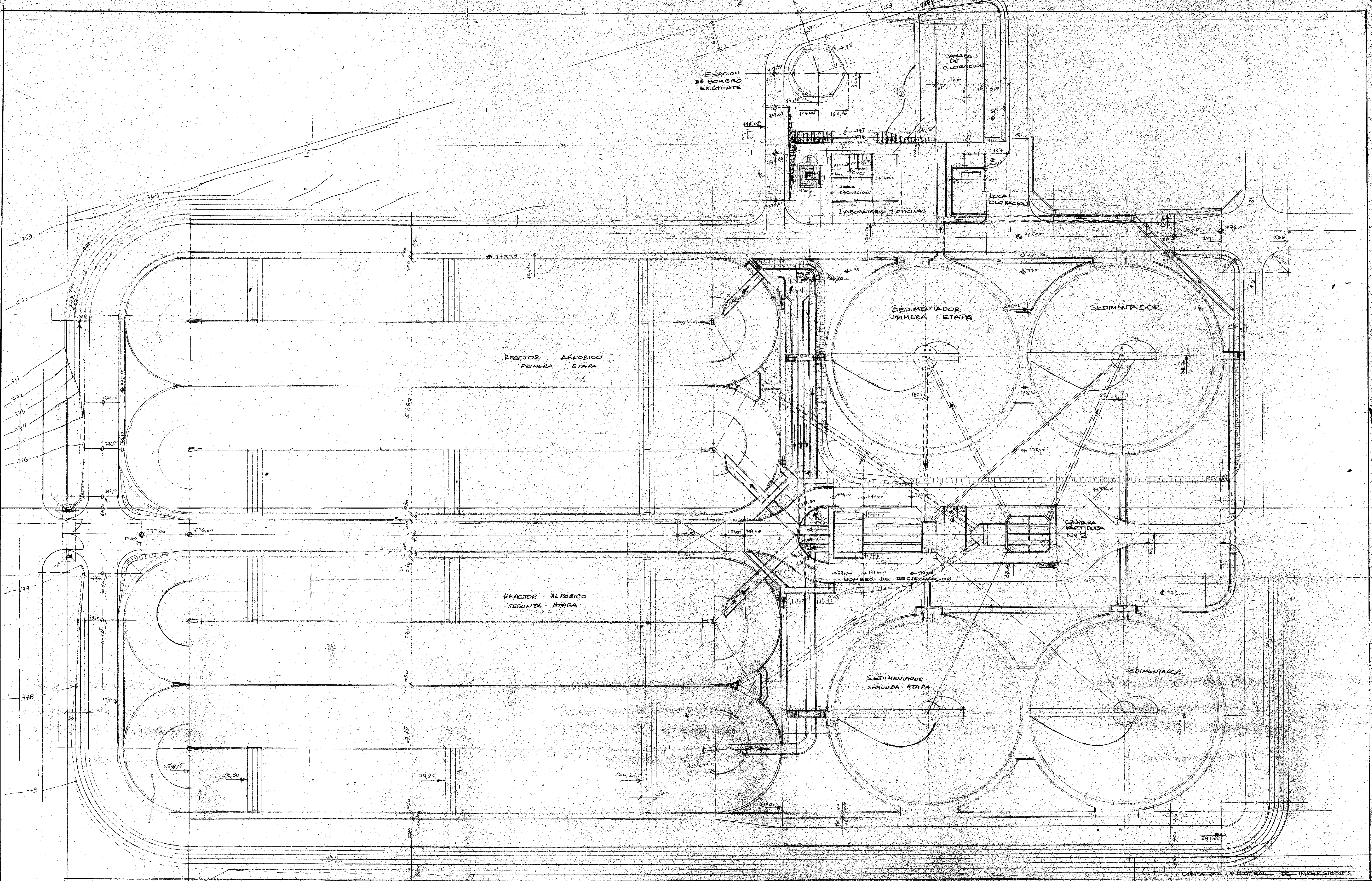


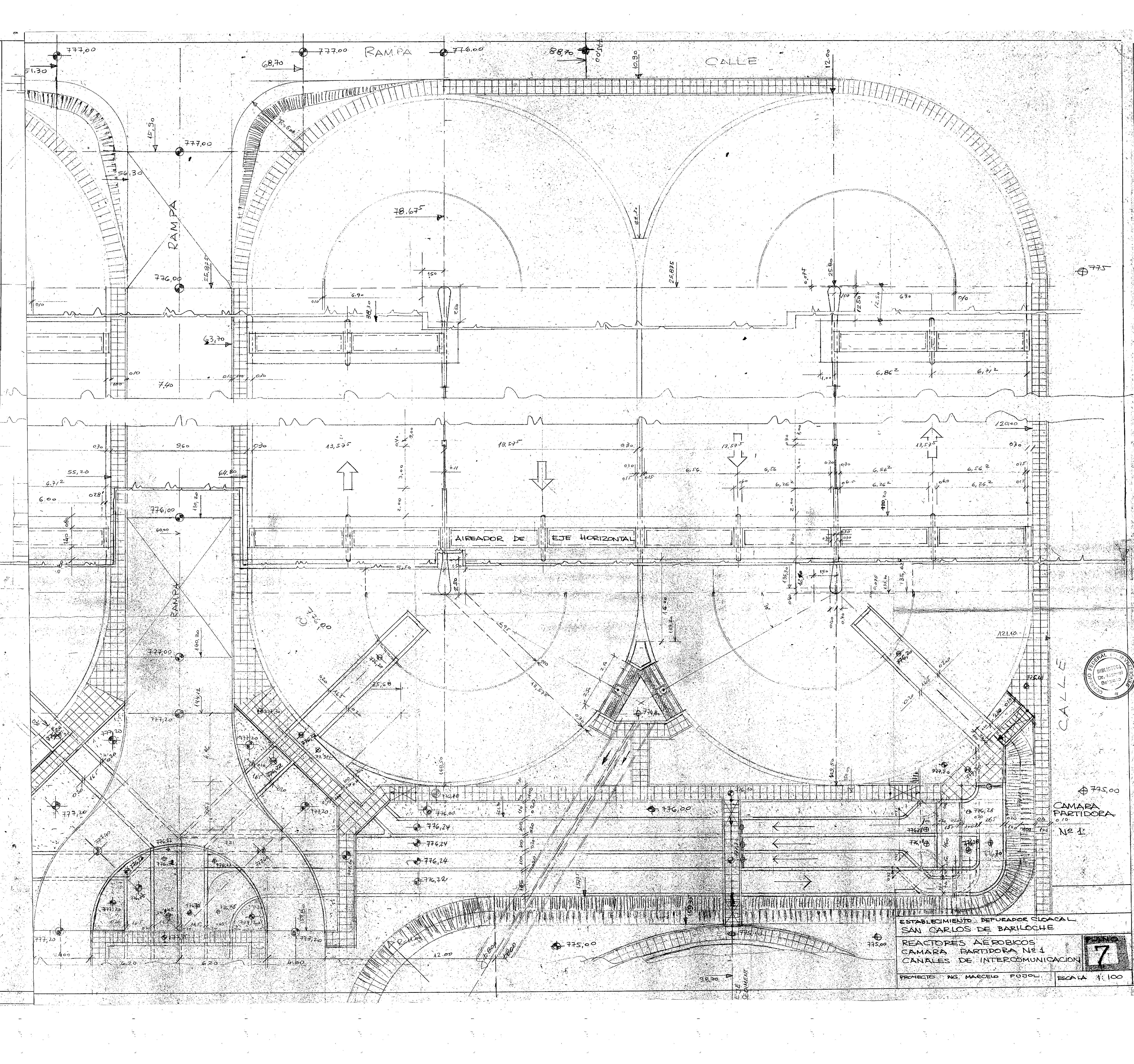
LINEA DE BARROS



C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
PERFIL HIDRAULICO		
Vº Bº	PROYECTO	FECHA
	ING MARCELO J. PUJOL	
DIBUJO		PLANO 4
		ESCALA VERT. 1:100







RAMPA

CALLE

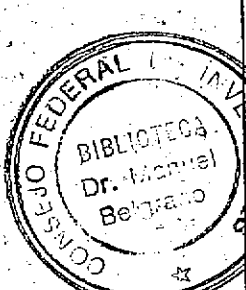
RAMPA

AERADOR DE EJE HORIZONTAL

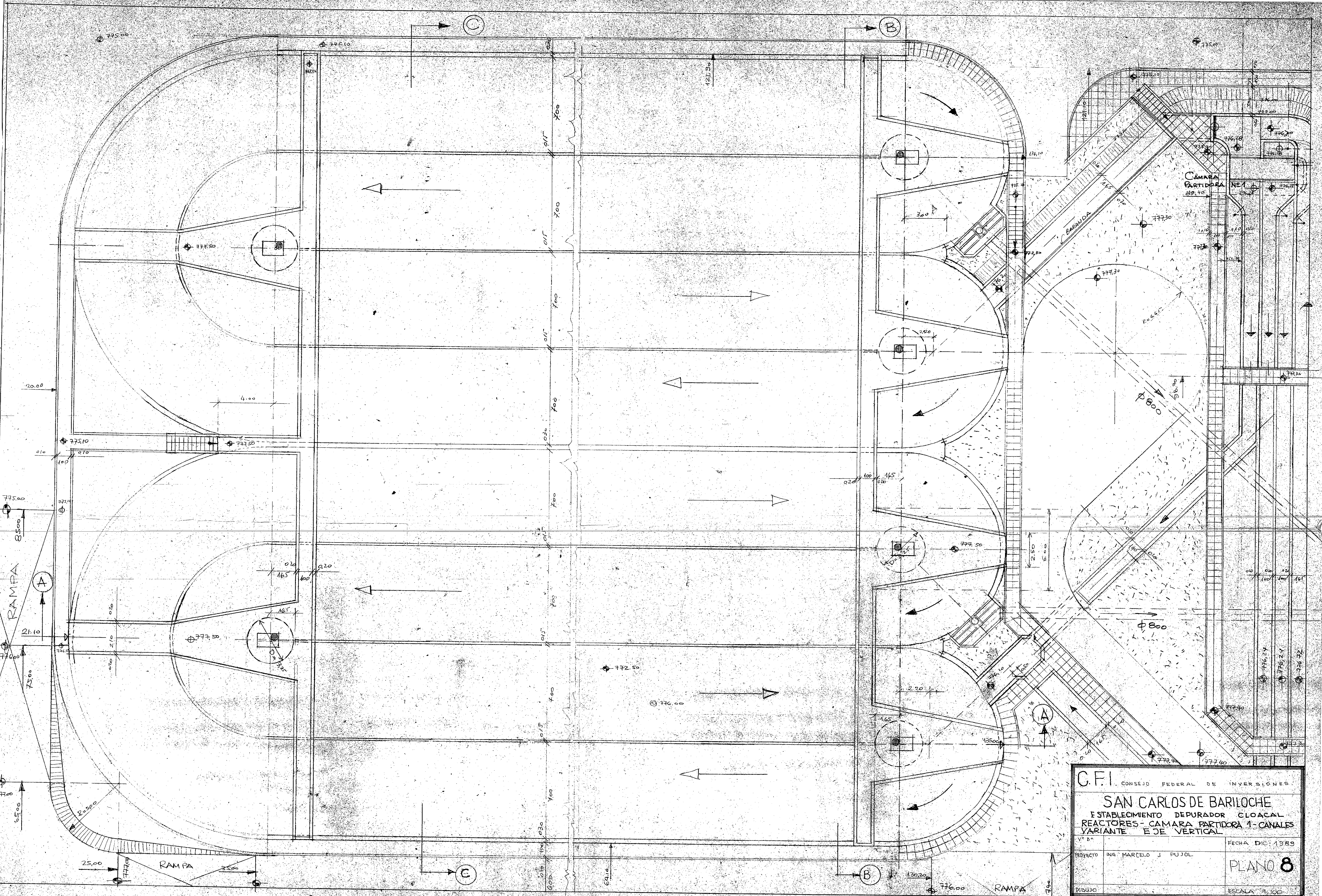
CALLE

CAMARA PARTIDORA
Nº 1

ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL
SAN CARLOS DE BARILOCHE
REACTORES AEROBICOS
CAMARA PARTIDORA Nº 1
CANALES DE INTERCOMUNICACION
PROYECTO NG. MARCELO FUJOL
Escala 1:100



7

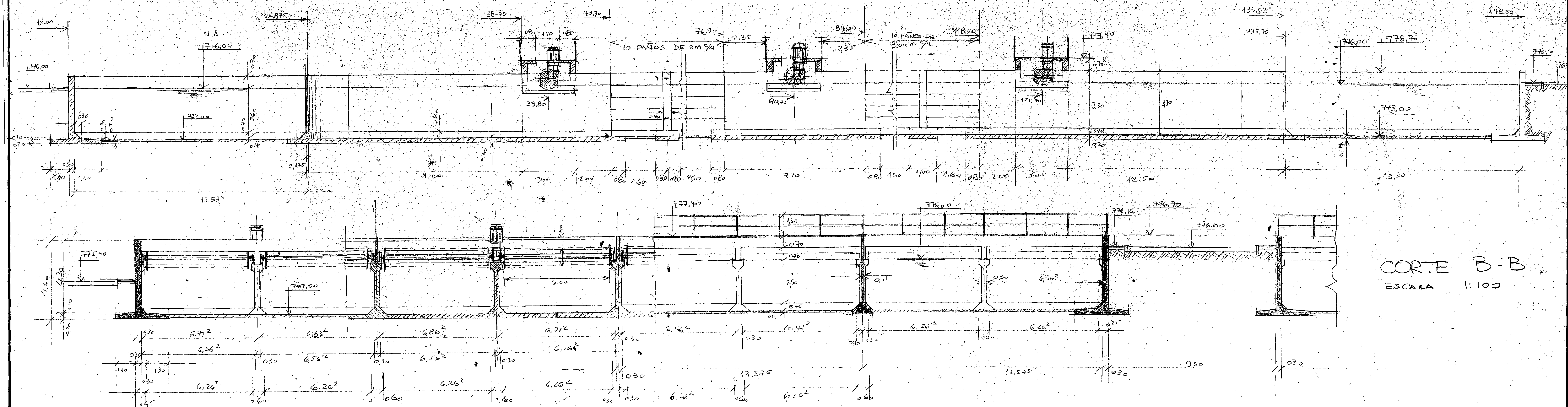


C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES		
SAN CARLOS DE BARILOCHE		
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL		
REACTORES - CAMARA PARTIDORA 1 - CANALES		
VARIANTE EJE VERTICAL		
PROYECTO	ING. MARCELO J. PUJOL	FECHA DIC. 1989
DIBUJO		PLANO 8
		ESCALA 1/100

REACTOR AEROBICO CON AIREADOR HORIZONTAL

CORTE A - A

ESCALA 1:100

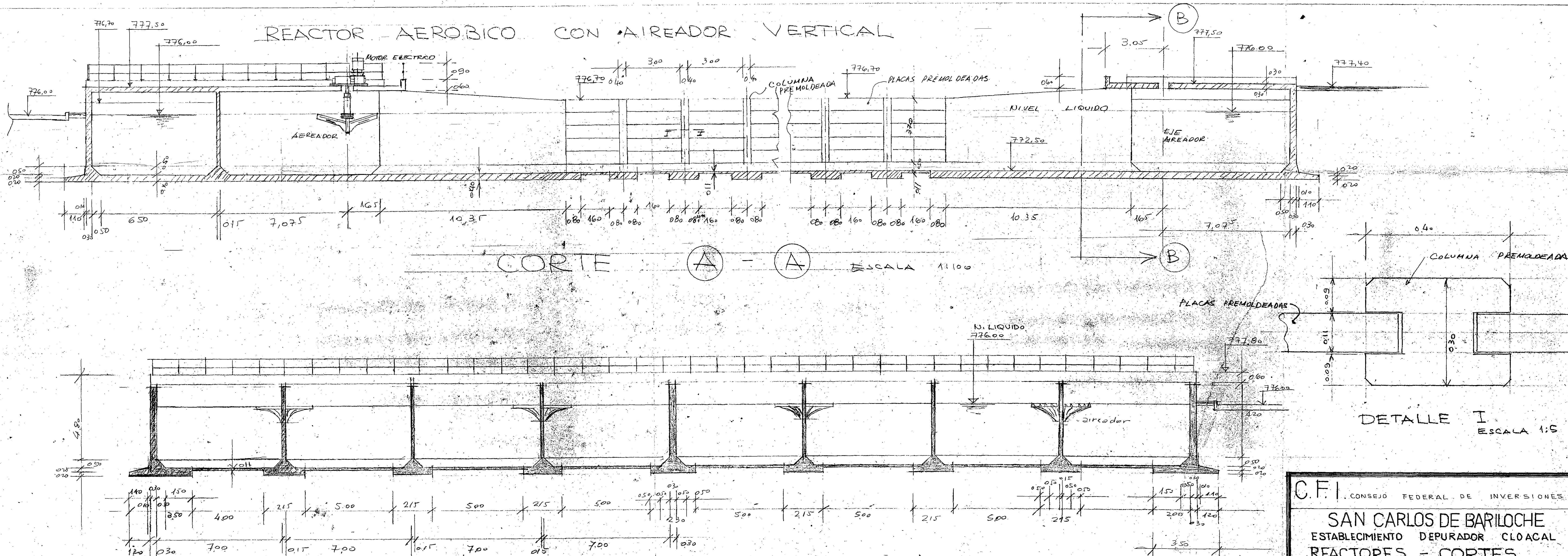


CORTE B - B
ESCALA 1:100

REACTOR AEROBICO CON AIREADOR VERTICAL

CORTE A - A

ESCALA 1:100



DETALLE I
ESCALA 1:5

CORTE B - B

ESCALA 1:100

C.F.I. CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

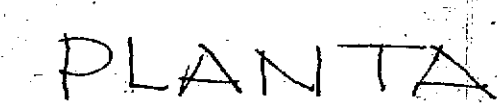
SAN CARLOS DE BARILOCHE
ESTABLECIMIENTO DEPURADOR CLOACAL
REACTORES - CORTES

PROYECTO	ING. MARCELO J. PUJOL	FECHA	DIC. 1989
DISEÑO		PLANO	8
		ESCALA	1:100

Hand-drawn technical drawing of a staircase and ramp structure. The drawing shows a staircase with 12 steps, a ramp, and a landing. Dimensions are given in meters. Key dimensions include: total width 18.50m, total length 11.40m, and various elevations such as 778.25, 777.05, 776.05, 776.50, 776.25, 776.15, 776.00, 773.5, 772.50, 771.80, and 770.00. The drawing also includes a section view of a wall and a detail of a staircase step.

ESCALA 1:50

OCADO



ESCALA 1:50

PLANO
10

ESCALA 1:50

