ANTEPROYECTOS

PRELIMINARES

ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS

VERSION FINAL

VOLUMEN 3

OCTUBRE DE 1994

I N D I C E

Tema	Página
- Introducción	1
- Memorias Descriptivas - Red de Colectoras	4
- Estaciones Elevadoras	7
- Plantas de Tratamiento	11
- Variante 1	13
- Variante 2	18
- Variante 3	19
- Planteos Arquitectónicos	24
- Memorias de Cálculo - Red de Colectoras	26
- Estaciones Elevadoras	28
- Análisis de costo por Hm de la Red	33
- Crecimiento de conexiones en el tiempo	36
- Crecimiento de la Red en el área de cada Est. El.	36
- Plantas de Tratamiento- Instalaciones comunes	37
- Rejas	37
- Desarenador	38
- Canaleta Parshall	40
= Canal alimentador de las unidades	42
- Cámara de Entrada	43
- Planta de Tratamiento, Variante 1 - Dimensionamiento de la Laguna Aeróbica	44
- Dimensionamiento del Estanque de Sedimentación	52
- Determinación de la Cantidad de Barros y de las dimensiones del Estanque	54
- Disposición del Barro	54
- Celdas de Secado	56
- Espesador de Barro	57
- Bombas	58
- Cálculo de las Pérdidas de Carga	59

Tema	Página

- Vertederos de salida 60
- Planta de Tratamiento - Variante 2 61
- Estanque de Maduración 66
- Cálculo de las Pérdidas de Carga 68
- Comparación económica entre aireadores fijos y Flotantes 71
- Cloración 72
- Planta de Tratamiento - Variante 3 74
- Tanque Imhoff 74
- Característica de las Bombas 78
- Playas de Secado de Barro 82
- Lechos Percoladores 83
- Sedimentador Secundario 84
- Cálculo de las Pérdidas de Carga 85
- Dimensionado de los Acueductos de abastecimiento de agua a las Plantas 90
- Cañerías de Impulsión 92
- Alimentación de Energía Eléctrica 98
- Defensa del sistema cloacal contra las inundaciones 102
- Cálculos Estructurales 109
- Evaluación del Impacto Ambiental - Consideraciones generales 131
- Metodología 132
- Evaluación del Impacto Ambiental 134
- Area de influencia del anteproyecto recomendado 135
- Matriz de Impacto 135
- Identificación de medidas para mitigar y controlar los impactos negativos sobre el ambiente 136
- Plan de vigilancia ambiental y sanitaria 136
- Presentación de Informes 137
- Fortalecimiento Institucional 140
- Cómputos y Presupuestos 143
- Análisis de Precios Unitarios 156

Tema	Página
- Informe Económico - Introducción	161
- Alternativas consideradas	162
- Ubicación de las Plantas	162
- Tecnología de funcionamiento de Plantas	162
- Diseño de Red - Materiales a utilizar	163
- Capacidad del sistema- Crecimiento de la Demanda	164
- Etapas de Construcción	164
- Costos de Inversión	165
- Redes y Plantas	166
- Costos de Operación	167
- Redes	167
- Plantas	168
- Costo de tratamiento de barro	168
- Vida útil de las inversiones - Renovación de Equipos	169
- Valor Residual de las Obras	170
- Valor residual de la Red	170
- Valor residual de las Plantas	171
- Cálculo del Costo Presente	172
- Alternativa Seleccionada	173
- Análisis Costo-Beneficio	173
- Beneficios Derivados	174
- Beneficios cuantificables	175
- Resultados de la Encuesta	176
- Cálculo de los beneficios	179
- Evaluación Económica	185
- Precios económicos	185
- Estimación de los indicadores de rentabilidad económica	187
-Análisis de Sensibilidad	188
- Conclusiones	189
- Cuadros relativos al estudio económico-financiero	190
- Anexo	209

PLAN DIRECTOR DEL SISTEMA DE DESAGÜES CLOACALES DE LA

CIUDAD DE PIRANE - FORMOSA

INFORME FINAL - ANTEPROYECTO PRELIMINAR

Buenos Aires, octubre de 1994.-

PLAN DIRECTOR DEL SISTEMA DE DESAGÜES CLOACALES DE LA CIUDAD DE PIRANE - PROVINCIA DE FORMOSA.

INFORME FINAL - ANTEPROYECTO PRELIMINAR

1. Introducción

Cumplimentadas las etapas previas de Estudios Preliminares y Estudios Básicos, se ha procedido al desarrollo del anteproyecto preliminar con estudio de alternativas, con miras a optimizar las distintas partes del sistema, es decir, la recolección, elevación, conducción, tratamiento y disposición de los efluentes de la Ciudad de Pirané.

En recolección y elevación se diseñaron dos redes de colectoras; una de ellas con mayores pendientes y menores tapadas, asistida por seis estaciones elevadoras en su etapa final, y una segunda con menores pendientes y mayores tapadas que demandó el diseño de sólo tres estaciones elevadoras.

Además, para cada variante mencionada se estudiaron sendas altenativas de materiales de la red, optándose entre el cloruro de polivinilo (PVC) y el asbesto-cemento RCP, circunstancia que incide en la selección de los diámetros de diseño.

Para las Plantas de Depuración, sobre la base de los terrenos seleccionados previamente, se desarrollaron tres anteproyectos, uno de ellos constituido por lagunas de estabilización aireadas con estanque de sedimentación y tratamiento del barro, otro que cuenta con lagunas de estabilización facultativas y estanques de maduración, y un tercero integrado por tanques Imhoff, lechos percoladores, sedimentación secundaria y estación de bombeo para recirculaciones.

La ubicación de cada una de estas plantas es indistinta para cualquiera de los terrenos seleccionados y en todos los casos disponen de las respectivas instalaciones para desinfección del efluente.

Complementan los diseños mencionados, las estaciones elevadoras de las redes, las tuberías de impulsión y aducción a las plantas, la alimentación eléctrica para todos los requerimientos como asimismo el abastecimiento de agua potable, la protección contra inundaciones y otras obras complementarias.-

Se realizó el estudio de Impacto Ambiental de las obras, tanto para la etapa de construcción como para la de operación.

Se hicieron los cómputos métricos y el presupuesto de cada alternativa, se calcularon los costos operativos y se efectuó el estudio técnico financiero de alternativas con el objeto de identificar en cada situación la alternativa más conveniente.

CAPITULO 1

MEMORIAS DESCRIPTIVAS

CAPITULO 1

MEMORIAS DESCRIPTIVAS

1. Red de Colectoras

Las instalaciones para recolección y evacuación de las aguas servidas de la Ciudad de Pirané han sido diseñadas con criterio técnico tendiente a lograr el libre escurrimiento de las aguas a superficie libre, dotándolas de las cámaras de inspección y limpieza necesarias para facilitar su mantenimiento.

Para la delimitación de los radios a servir, se definió un radio inmediato que conforma un todo con las áreas adyacentes, teniendo en cuenta los factores topográficos, demográficos y urbanísticos que puedan influir para la incorporación futura de dichas zonas.

Los caudales se determinaron sobre la base de los distintos gastos hectométricos calculados en la etapa de estudios básicos, a los que se agregó una tasa adicional proveniente de la potencial infiltración del agua del subsuelo.

Si bien no se han detectado industrias que puedan disponer de desagües objetables, atendiendo a la existencia de una fracción de terreno destinada al futuro Parque

Industrial, se previó un colector capaz de recibir del mismo un gasto de 12 l/seg. (Art. 2.2.1. del Contrato).

Las colectoras se han proyectado para ser construidas en tramos rectos y de pendiente uniforme, adoptándose un trazado que implica menores longitudes para las cañerías de diámetros mayores al mínimo.

Se acompañó en general, salvo casos puntuales perfectamente justificados, las pendientes naturales del terreno, con lo que se consiguió optimizar las tapadas y consecuentemente disminuir los volúmenes de excavación y la inmersión de las cañerías en el agua de la primera napa de agua subterránea.

En todos los cruces de bocacalle, cambios de dirección, pendiente o diámetro se previeron bocas de registro para permitir la limpieza de los respectivos tramos.

En la Ciudad predominan las calles de 20 m. de ancho, en las cuales el proyecto prevé la traza de la cañería por el eje de aquéllas.

En las avenidas, por razones económicas y funcionales, se proyectó doble colectora.

Se proyectaron dos alternativas en relación con el

material de las cañerías, a saber: P.V.C. y Asbesto-Cemento R.C.P, ambas provistas de juntas con aro de goma. Esta circunstancia permitirá una mayor estanquidad a la instrusión de la napa freática.

Las tapadas adoptadas permiten afirmar que no habrá interferencias con otras instalaciones de servicios públicos que dispongan de canalizaciones subterráneas.

En los casos en que la colectora mayor supere los 0,300 m de diámetro, (0,315 m para P.V.C.) y cuando la tapada sea mayor de 3 m, se colocará cañería subsidiaria para recibir los desagües domiciliarios.

En ningún caso, considerando el sentido descendente de los líquidos, se ha pasado de un diámetro mayor a otro menor, aunque hidráulicamente ello hubiera sido posible.

Las cámaras de inspección y limpieza (bocas de registro), se diseñaron conforme a planos tipo de OSN y permiten el acceso a las cañerías concurrentes para su desobstrucción. Su forma cilíndrica es la más adecuada para soportar los distintos estados de carga a los que están sometidas, como asimismo, las tapas de hierro fundido responden a las solicitaciones de cargas móviles, según su ubicación, se encuentre en calzada o en vereda.

Las conexiones domiciliarias externas serán de 0,100 m de diámetro, empalmándose a las colectoras mediante ramales de 45°, que desemboquen en las mismas en el mismo sentido que el del líquido en aquéllas.

Cuando la colectora esté a una profundidad mayor de 2,00 m, se instalará un tramo de caño vertical soportado en su parte inferior por dado de hormigón simple.

La pendiente mínima de la conexión externa será del 1,5% y en todos los casos pasará como mínimo 0,15 m, por debajo de la cañería distribuidora de agua potable.

De la red de colectoras se estudiaron dos variantes, la 1ª con seis estaciones elevadoras y la 2ª con tres estaciones elevadoras. A su vez, cada variante se analizó para cañería de P.V.C. y de Asbesto-Cemento R.C.P.

2. Estaciones Elevadoras

Integran el sistema colector de líquidos cloacales y se utilizan para elevarlos, cuando por razones topográficas, no resulte posible efectuar el desagüe totalmente por gravedad.

Además, la ubicación de las estaciones elevadoras evita excavaciones muy profundas de la red de colectoras. Su instalación se define en función de los costos operativos

que demanda la misma, los que capitalizados deben resultar inferiores a los costos de construcción de los colectores profundos.

En la evaluación económica se comparan los costos de construcción y los operativos de cada alternativa.

Si bien es deseable evitar a un mínimo la instalación de estaciones elevadoras en las redes de cloacas, el caso particular de Pirané y su topografía, cuyos desniveles máximos en promedio no superan un metro, ha obligado a instalar, para la etapa de diseño final, un máximo de seis estaciones elevadoras, que en una segunda alternativa se redujo a tres.

Su ubicación responde a los lugares más bajos de cada subcuenca y se han elegido terrenos de fácil acceso, tanto para los operadores como para el transporte de materiales y equipos.

El diseño se ha tipificado, como se ilustra en el Plano Nº 18 y consiste en un cilindro con pozo húmedo para recibir la acometida de los colectores, adosado a un compartimiento seco donde se alojarán las bombas y eventualmente los motores eléctricos. Para éstos últimos se prevé la variante de instalarlos a cota 82.50 m, a resguardo de posibles inundaciones extraordinarias.

Para el caso de una falla en las bombas o corte de energía eléctrica, puede instalarse una cañería de desborde que desagüe directamente a la cuneta, con el posible desborde de líquidos en las bocas de registro próximas, lo cual constituye un serio problema de salud pública que en lo posible debe evitarse, instalando equipos confiables y asegurando el suministro de energía eléctrica.

El servicio de energía eléctrica lo presta Agua y Energía Eléctrica, mediante una red de media tensión de 13.2 KV.

La alimentación a la localidad se efectúa con una línea de 33KV conectada al Sistema Interconectado Nacional (S.I.N.), disponiéndose además de una Central Términa local con potencia instalada de 3000 KV.

Ello permite afirmar que la alimentación de energía eléctrica a las estaciones elevadoras es confiable.

El Plano Nº 18 contiene sendas planillas para cada alternativa, en las cuales se consignan datos hidráulicos, topográficos, de equipamiento y la totalidad de las dimensiones para cada ubicación.

Los volúmenes del pozo de aspiración se fijaron en función de la capacidad de bombeo, con el fin de adecuar los

tiempos entre dos arranques sucesivos.

Como elementos accesorios, la estación elevadora dispone de una reja fija de limpieza manual, vestuario, baño, monoriel para desmontaje de bombas y motores, ventilación forzada por extractor, válvulas esclusas en la aspiración e impulsión y válvulas de retención especiales que actúan además como válvulas antiariete.

En todos los casos los equipos de bombeo cuentan con adecuada reserva, las bombas están instaladas por debajo del nivel mínimo en el pozo de aspiración y arrancan y se detienen automáticamente, mediante la acción de flotadores que actúan según niveles prefijados.

Se analizaron dos tipos de bombas en las estaciones elevadoras, ambos para su instalación en pozo seco.

Las monoblock, con motor blindado acoplado directamente a la bomba y las de eje vertical, con motor emplazado por sobre la cota de resguardo 82,50 m (Plano 18).

Dado que ambos tipos de bombas deben poseer iguales características, sus precios resultan equivalentes, ya que el mayor costo del motor blindado se compensa con el mayor costo del árbol de transmisión.

La alimentación eléctrica se toma de la red existente en 13,2 KV y mediante estaciones transformadoras de tipo aéreo, al igual que las líneas, se la rebaja a 0,4 KV.

3. Plantas de Tratamiento

Dada la ausencia de cuerpos receptores adecuados en la zona vecina a Pirané, previo a su disposición en el suelo, los líquidos cloacales deben ser sometidos a procesos de depuración completos, que aseguren una reducción de DBO y SS superior al 90% y además sufrirán antes de su vertimiento, una desinfección con cloro.

En cuanto a la ubicación de la planta, se han seleccionado tres sitios alejados de núcleos habitacionales, previniéndose en el tratamiento las precauciones para evitar olores e insectos.

La planta estará cuidadosamente cercada para evitar el ingreso de personas y animales, aconsejándose que su entorno sea parquizado y forestado, con lo que se logrará mejorarla estéticamente.

La planta y sus accesos se han diseñado para protegerla contra las inundaciones, asegurando de esa manera el acceso permanente de personas, materiales y equipos.

La naturaleza del subsuelo no ha jugado como factor de selección del terreno, ya que toda la zona es de características homógeneas, con baja resistencia a las cargas y la necesidad de taludes tendidos (1:3) para los terraplenes.

En lo que respecta al tipo de tratamiento, se estudiaron tres alternativas, todas ellas basadas en tratamientos suficientemente experimentados, que aseguran altas eficiencias y de operación y mantenimiento sencillos, que no implican la presencia de personal altamente especializado.

El período de diseño es de 25 años previéndose la construcción por etapas, salvo los canales y cañerías de intercomunicación que se construirán para satisfacer las necesidades de la expansión futura.

Todas las plantas fueron diseñadas con un ajustado criterio hidráulico-sanitario, que ha permitido el dimensionamiento correcto de las unidades de tratamiento y la determinación del perfil hidráulico, elementos ambos que aseguran la funcionalidad de las mismas.

Como elementos comunes a todas las plantas se diseñó en el remate del conducto de aducción una cámara de llegada, seguida de una cámara de rejas, desarenador, canaleta

Parshall para aforo y regulación y canal alimentador a las distintas unidades.

También se hizo un diseño común para desinfectar el efluente con cloro, previéndose una casilla para albergar cilindros y cloradores y una cámara de contacto que permite al cloro difundirse en toda la masa liquida, previo a su vertimiento.

Como edificios accesorios, se ha incluido la construcción de un edificio de explotación que incluye locales para laboratorio, taller, depósito, vestuarios y sanitarios, además de una casa para el encargado de la planta.

Asimismo se ha previsto en todos los casos la alimentación eléctrica y la estación transformadora, la construcción de un tanque elevado alimentado mediante un acueducto conectado a la red de agua potable de la Ciudad y la red interna para satisfacer las necesidades de la planta. Se ha previsto también la instalación de columnas con luminarias para la iluminación de todo el terreno ocupado por la planta.

3.1. Planta de Tratamiento Variante 1

Esta planta cuenta con lagunas aireadas consistentes en

estanques en los que el oxígeno, además de ser provisto por acción fotosintética, es fundamentalmente incorporado por aireadores superficiales.

Con ello se eliminan olores en los momentos de sobrecarga y se mantienen en suspensión los sólidos contenidos en el estanque.

El líquido de una laguna aerobia está totalmente mezclado y no sedimentan ni los sólidos entrantes ni los biológicos producidos a partir del agua residual, por lo que la función primordial de este tipo de lagunas es la conversión de residuos.

Estos sólidos deben eliminarse por sedimentación para lo cual se ha previsto un estanque de sedimentación ubicado a continuación de la laguna aeróbica.

El diseño ha contemplado para la laguna aireada la eliminación de DBO, las características del efluente, las necesidades de oxígeno, la necesidad de energía para el mezclado, el efecto de la temperatura y la separación de sólidos.

Para la eliminación de la DBO se estableció un tiempo medio de retención celular.

Las características del efluente dependen de la DBO y de los SS. La primera es eliminada en el proceso enunciado previamente y los SS estarán compuestos en parte por los sólidos suspendidos entrantes además de los sólidos suspendidos biológicos producidos por la conversión de los residuos orgánicos y a veces por pequeñas cantidades de algas.

Las necesidades de oxígeno se estiman en base a la cantidad de DBO que desea eliminarse y conocidas aquéllas se podrá determinar la necesidad de energía para el mezclado. Los cálculos figuran en las páginas siguientes del presente Informe.

La temperatura tiene significación en lugares con importantes variaciones entre invierno y verano ya que reduce la actividad biológica y por ende la eficiencia del tratamiento, situación que no se da en Pirané.

Para la separación de sólidos se ha previsto un estanque de sedimentación con período de detención adecuado y volumen adicional para almacenaje de barros.

Con tiempos de detención no muy grandes se elimina la posibilidad de crecimiento de algas y con profundidades no muy grandes se controla el desprendimiento de olores.

Los estanques se han conformado con terraplenes perimetrales a resguardo de la cota de inundación; las entradas se han materializado con conductos y la salida del sedimentador mediante canaleta vertedero.

El barro retenido por el estanque de sedimentación, en parte se recircula a la laguna aireada y en parte, tras una etapa de espesado y agregado de cal, es enviado a celdas de secado como etapa de tratamiento final.

Respecto al Espesado de Barros, conviene recordar que de todos los subproductos obtenidos en el tratamiento de un agua residual, el barro es el de mayor volumen y su tratamiento y evacuación es el problema más complejo de la depuración de un líquido cloacal.

En la Planta de Tratamiento Variante 1, que cuenta con una unidad de sedimentación, el barro retenido no está sometido a un proceso de digestión, lo que hace que se constituya en un barro inestable, circunstancia que no permite su fácil deshidratación.

En un digestor separado, la cantidad de agua en el barro digerido, es mucho menor que en el barro fresco.

El espesado es un procedimiento utilizado para incrementar el contenido de sólidos del barro, por

eliminación de parte de la porción líquida, consiguiéndose con ello una reducción de volumen de barro a una quinta parte de su volumen original.

Esta reducción de volumen es beneficiosa para el subsiguiente proceso de secado y estabilización, ya que permite reducir el número y volumen de las celdas de secado, como así también la del insumo químico agregado.

Es fundamental que en el barro ya acondicionado, el contenido de agua no exceda el 70% para permitir su manipuleo con palas, para su carga sobre camión con destino al sitio de disposición final.

Dice el Ing. G. Rivas Mijares en su libro "Tratamientos del Agua Residual" al tratar el tema Densificadores o Concentradores:

"La mayoría de los lodos separados en los procesos unitarios del tratamiento de aguas residuales, y especialmente aquellos provenientes de sedimentadores secundarios de procesos biológicos, acusan muy alto porcentaje de humedad, que frecuentemente hace aumentar sus costos de manipulación y disposición. Ello en vista de los apreciables volúmenes resultantes de tal separación."

"Por ello se acostumbra en tales casos, reducir su

porcentaje de humedad al límite de que los volúmenes resultantes, sean fácilmente tratados y dispuestos."

3.2. Planta de Tratamiento - Variante 2

Esta planta está conformada por lagunas facultativas complementadas con un tratamiento terciario mediante el empleo de lagunas de maduración.

La laguna facultativa que en su parte superior mantiene condiciones aeróbicas, puede reforzarse mediante el empleo de aireadores mecánicos, con lo que puede aumentarse la carga orgánica aplicada a la laguna.

La zona central contiene bacterias facultativas y la zona inferior, de fangos, contiene bacterias anaeróbicas.

Las lagunas facultativas proyectadas preven aireadores superficiales con el objeto de asegurar el mantenimiento de condiciones aeróbicas en la caja superior, en cualquier circunstancia.

El estanque de maduración que le sigue tiene por objeto mejorar la calidad del efluente.

Se ha diseñado con tiempo de detención y profundidad adecuadas para que puedan desarrollarse eficientmente los

mecanismos biológicos involucrados.

3.3. Planta de Tratamiento - Variante 3

El diseño se basa en una planta convencional conformada por cuatro módulos iguales, constituidos cada uno, después de las obras de aducción comunes a las tres plantas antes mencionadas, por un tanque Imhoff, un lecho percolador de alta carga con recirculación y un sedimentador secundario. El barro digerido es tratado en playas de secado.

El tanque Imhoff consiste en un depósito de dos pisos, en el cual la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión en el inferior. Dadas las condiciones climáticas de Pirané, donde se registran altas temperaturas durante la mayor parte del año, la digestión se producirá en mayor o manor grado, continuadamente, no siendo necesario prever volumen de almacenaje para barros no digeridos.

Para evitar un segundo rebombeo, el tanque Imhoff se proyectó con la elevación suficiente para que en el perfil hidráulico, el sedimentador secundario resulte semienterrado.

Ello evita además que la cámara de digestión quede sumergida en la napa freática con la consiguiente

disminución de la temperatura.

Se ha previsto un sistema de cámara receptora y partidora de caudales en cada tanque para permitir la inversión del sentido de avance del líquido, en forma periódica, con lo cual se logrará una mejor distribución del barro.

Los muros de la cámara de digestión tienen suficiente pendiente para facilitar el escurrimiento de los sedimentos hacia la cámara inferior, a la que está comunicada a través de orificios rectangulares con un ancho de 0,15 m.-

La cámara de digestión tiene el volumen y la conformación de sus muros, adecuados a los valores normativos que establece la bibliografía.

Para el escape de gases producidos durante la digestión de los barros, se previeron un conducto central y dos laterales, disponiéndose además de pantalla deflectora debajo de los orificios que comunican la cámara de sedimentación con la de digestión, para evitar que los gases ingresen a aquélla.

La extracción de lodos se hará por gravedad a través de cañerías de diámetro 0,200 que los conducen hasta las playas de secado.

Estas últimas se diseñaron con elementos premoldeados de hormigón y disponen de una capa superior de arena asentada sobre otra de piedra con un sistema de drenaje central para recolección del agua producida durante el proceso de secado.

El lecho percolador de alta carga, se ha diseñado para recibir la recirculación del efluente final, el manto de piedra que sirve de sostén al medio biológico es de 1,30 m de espesor.

Es de planta circular de 17,00 m de diámetro, regador rotativo impulsado por la reacción de los chorros que distribuyen el líquido cloacal en forma uniforme sobre la superficie del filtro.

El sistema de drenaje constituido por losetas premoldeadas y una canaleta central, cubre la totalidad del área del filtro y permite el pasaje de aire en la totalidad de las conducciones del sistema.

El sedimentador secundario es también de planta circular de 18.00 m de diámetro, barredor de fondo rotativo con tolva de descarga y canaleta perimetral de salida provista de vertederos triangulares.

Las plantas correspondientes a las tres variantes

estudiadas disponen de los siguientes elementos comunes:

- Rejas destinadas a retener sólidos grandes, de limpieza manual con balde recolector de los elementos retenidos. Dispuestas en tres vanos, tienen una inclinación de 60° y la pérdida de carga es pequeña, aún para grados de atascamiento del 50%.

- Desarenador constituido por tres canales longitudinales y regulado por la presencia, aguas abajo, de una canaleta Parshall, diseñado para retener el 100% de partículas de diámetro 0,2mm o mayores, con un peso específico de 2.650 kg/m3.

  El material retenido concurre a una cámara desde donde es elevado a la superficie mediante una rosca transportadora.

- Canaleta Parshall con la doble misión de aforo y regulación del desarenador con el objeto de mantener una velocidad de pasaje en el mismo, constante para cualquier caudal.

- Canal de entrada a las unidades de tratamiento, con ancho inicial similar al de salida de la canaleta Parshall y pendiente adecuada para mantener la relación de sumergencia dentro de los valores normales.

- Casilla de Cloración emplazada a la salida de la planta, con cota de instalación y operación de los equipos cloradores a resguardo de inundaciones, prevista para inyectar cloro gaseoso.

  Cuenta con balanzas para determinar los volúmenes de cloro consumidos, dos cloradores con medición por rotámetro del caudal de cloro entregado, ventilación inferior y demás elementos accesorios que hacen a la funcionalidad de la misma.

- Cámara de Contacto que cuenta con un difusor que pone en contacto instantáneo al cloro con el caudal que ingresa de líquido cloacal tratado. Este difusor cuenta con la profundidad necesaria y produce la turbulencia adecuada para hacer más efectiva la cloración del efluente.

  La desinfección no es un proceso instantáneo, necesitando cierto tiempo para alcanzar la destrucción total de las bacterias. Este tiempo es variable en función del dosaje de la solución, el pH y la temperatura del líquido, considerándose un tiempo razonable de detención 20 minutos.

  Este tiempo teórico debe lograrse en la práctica, para lo cual la cámara de contacto dispone de tabiques y

pantallas directrices que evitan espacios muertos, corrientes internas, estratificaciones y corto-circuitos, entre otros.

- Conducto de Descarga. En todos los casos, la descarga se hace a cañadones próximos que desaguan en esteros ubicados en depresiones del terreno, según se detalla en los planos Nº 19, 20, 21

El funcionamiento hidráulico es por gravedad y sigue las mismas normas aplicadas a la red de colectoras (pendiente, sección, velocidad, bocas de registro, etc.).

4. Planteos Arquitectónicos (Cláusula 2.2.3. del Contrato)

Se ilustran como sigue: Estaciones Elevadoras Plano Nº 18; Edificio para Inyección de Cal Plano Nº 24; Sala de Bombas de Recirculación Plano Nº 26; Tanque Elevado y Casilla de Cloración Plano Nº 28; Esquema de Alimentación Eléctrica Plano Nº 30; Casa para Encargado Plano Nº 31 (a nivel ejecutivo); Alteo de Caminos de Acceso Plano Nº 32; Edificio de Explotación (Laboratorio, Taller, Oficina, Vestuarios, Sanitarios) Plano Nº 31 (a nivel ejecutivo); Protección contra Inundaciones Plano Nº 34; Redes de Distribución de Agua Potable y Electricidad en Plantas de Tratamiento Planos Nº 35, 39, 40 y 41.

Asimismo se ejecuta el plano con planimetría y perfil longitudinal del acueducto de alimentación de agua potable a las variantes de ubicación de las Plantas (Plano Nº 42).

CAPITULO 2

MEMORIAS DE CALCULO

1. Redes de Colectoras y Colectores

Se aplicaron los criterios de cálculo establecidos en los estudios básicos, analizándose dos variantes: la número 1 que para el período final requiere la instalación de seis estaciones elevadoras y la número 2 que al admitir pendientes del 3 o/oo en los arranques, tapadas de 1,00 m en los tramos iniciales y mayores profundidades al pie de las estaciones, reduce su número a tres.

Dentro de cada una de estas variantes se efectuó el diseño hidráulico para dos alternativas de materiales de cañerías, adoptándose en un caso el P.V.C. y en otro el Asbesto-Cemento R.C.P.

Con ayuda de las Tablas de Woodward y Posey para secciones circulares, se determinó para cada material los caudales máximos de escurrimiento en función de distintas pendientes, para la sección de gasto máximo (h/D = 0,96).

Los valores obtenidos se representan en los cuadros 1 y 2.

CUADRO 1 - MATERIAL P.V.C

di (m)	CAUDALES (l/seg) n = 0,010			
	i = 4 o/oo	i = 3 o/oo	i = 2 o/oo	i = 1 o/oo
0,1536	14,34	12,41	10,14	7,17
0.192	25,90	22,50	18,00	13,00
0,2402	47,40	41,03	33,50	23,70
0,3026	87,32	75,58	61,76	43,66

La ecuación utilizada se expresa:

$$\frac{h}{D} = f\left(\frac{Q * D^{1/3} * n}{D^{3} * i^{1/2}}\right)$$

Para cada diámetro, fijada la relación h/D que corresponde al máximo caudal, puede obtenerse el mismo para distintos valores de la pendiente.

CUADRO 2 - MATERIAL ASBESTO-CEMENTO

D°	CAUDALES (l/seg) n = 0,013			
	i = 4 o/oo	i = 3 o/oo	i = 2 o/oo	i = 1 o/oo
0,150	9,61	8,32	6,80	4,80
0,200	21,10	18,30	15,00	10,60
0,250	38,60	33,41	27,30	19,30
0,300	62,78	54,37	44,40	31,37
0,350	98,00	85,56	70,00	49,78
0,400	140,90	123,01	100,64	71,57
0,450	192,57	168,12	137,55	97,81

Los diseños de las redes de colectoras con indicación de su traza, pendientes, cotas de intrados y diámetros se ilustran en los siguientes planos:

- Red de Colectoras para 6 estaciones elevadoras, material P.V.C. Plano Nº 14 Hojas 1 y 2.

- Red de Colectoras para 6 estaciones elevadoras, material A.C. Plano Nº 15 Hojas 1 y 2.

- Red de Colectoras para 3 estaciones elevadoras, material P.V.C. Plano Nº 16 Hojas 1 y 2.

- Red de Colectoras para 3 estaciones elevadoras, material A.C. Plano Nº 17 Hojas 1 y 2.

2. Estaciones Elevadoras de la Red

Para el diseño de la obra civil de todas las estaciones elevadoras se adoptó una estructura de hormigón armado de planta circular, con cámara seca para instalación de los equipos de bombeo, pozo de aspiración y entrepiso a cota de resguardo contra inundaciones, para alojar la parte eléctrica.

Este diseño permite construir la estructura por hundimiento, facilitando la contención del terreno y permitiendo un más fácil abatimiento de la napa freática.

Con el fin de evitar la acumulación de sólidos en el pozo de aspiración, el fondo cuenta con suficiente pendiente hacia las tuberías de aspiración de las bombas.

El pozo de aspiración cuenta con acceso independiente para la limpieza de la reja y parte de un recinto cerrado para evitar posibles contaminaciones del ambiente exterior.

Este acceso, como el del pozo seco donde están instaladas las bombas se ha proyectado mediante escaleras de fácil y segura circulación.

En todos los casos, el máximo nivel en el pozo de aspiración (nivel de arranque) se ha establecido de manera que no haga entrar en carga al conducto afluente.

La capacidad de cada estación elevadora fue determinada para el caudal máximo futuro, jugándose para la etapa inicial con el número de equipos a instalar o con la capacidad de los mismos.

La capacidad del pozo de aspiración se determinó entre 10 y 30 minutos de permanencia, teniendo en cuenta además que el ciclo entre dos arranques sucesivos de una misma bomba no supere los 20 minutos. Figura 1.

Las dimensiones del pozo de aspiración, su volumen, los

Abaco para calcular la frecuencia horaria entre dos arranques sucesivos de los equipos de bombeo de una estación elevadora.-

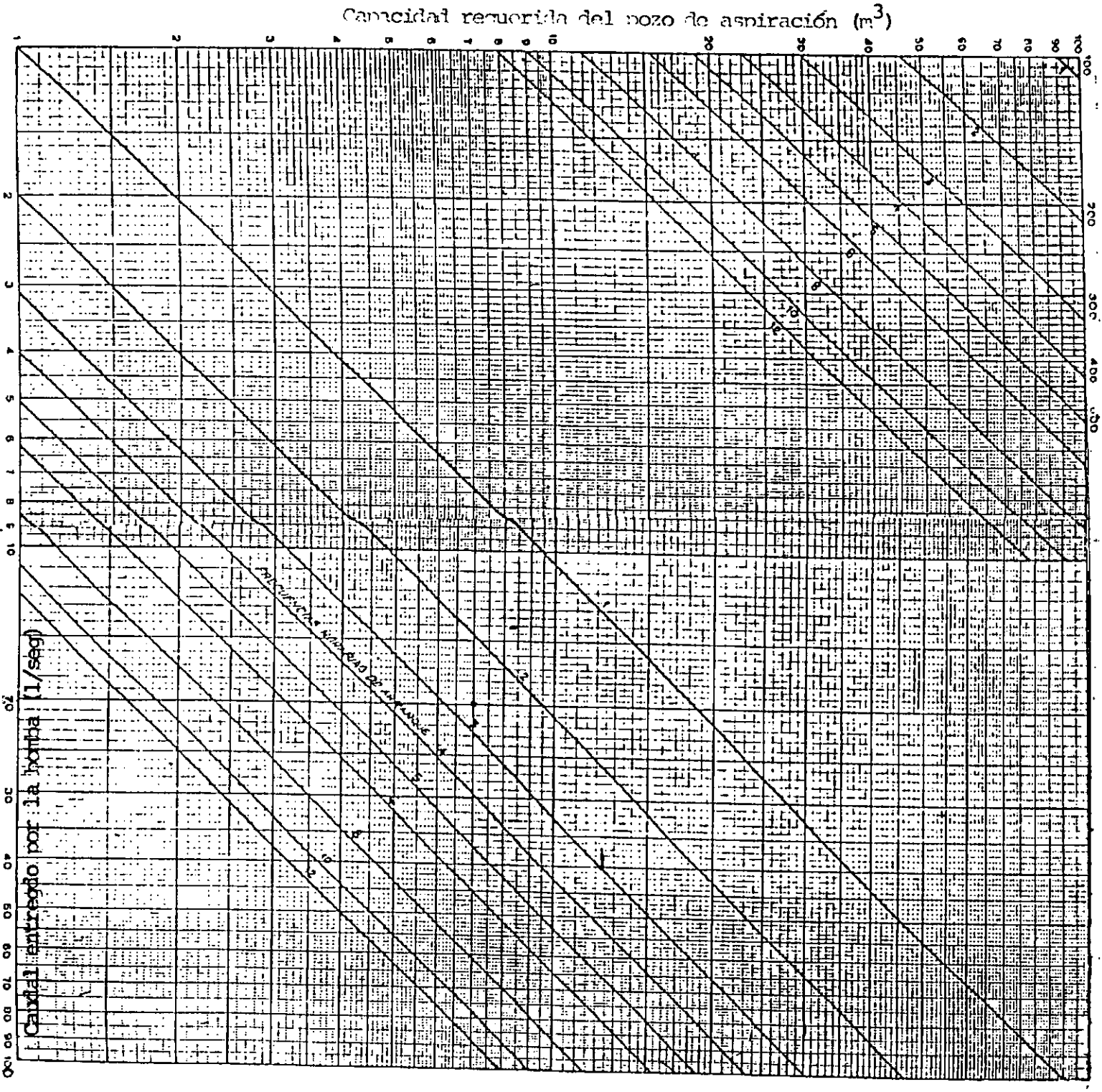


Figura Nº 1

caudales afluentes y los de bombeo figuran en el plano Nº 18 para cada una de las Estaciones Elevadoras y para las dos variantes (6 y 3 E.E.)

El Abaco de la Figura 1, recién visto en la página anterior, permite el cálculo directo del volumen del pozo de aspiración, entrando con el caudal de bombeo y fijando la frecuencia entre dos arranques sucesivos, en nuestro caso, aproximadamente tres por hora.-

Esta información se detalla en las planillas adjuntas.

Cuadros N° 3 ; 4 y 5 .-

La estación elevadora está provista de un equipo de ventilación forzada en todos sus ambientes con capacidad para una renovación cada 10 minutos.

El número y la capacidad de los equipos de bombeo se ha determinado para disponer de un 100% de reserva en el caso de que se monten dos equipos, y un 50% de reserva para el caso de tres equipos. Como mínimo, los caudales de bombeo serán el doble de los caudales afluentes.

Las bombas seleccionadas son de eje vertical, admitiéndose ya sea las monoblock, con el motor eléctrico blindado, directamente acoplado, o bien, las que tienen emplazado el motor por sobre la cota de inundación,

acoplados a la bomba mediante árbol de transmisión.

Los rodetes de las bombas estarán diseñados para permitir el paso de esferas de D°= 0,050 m y las cañerías de aspiración e impulsión serán de diámetro mínimo 0,100 m.

El equipo eléctrico constituido por tableros de comando y protección estará ubicado en recinto cerrado y a nivel de resguardo contra inundaciones y a la entrada y acumulación de gases. La estación elevadora estará adecuadamente iluminada por luz natural y artificial.

Cada tubería de aspiración será independiente y estará dotada de una válvula esclusa que solamente se cerrará en caso de desmontaje. En la tubería de impulsión de cada bomba y antes de su conexión con el múltiple se instalarán válvulas esclusas y de retención, éstas últimas con la función accesoria de actuar como antiariete. Ver Anexo.-

El fabricante de estas válvulas de retención indica que las mismas son aptas para su uso en aguas residuales.

Para el montaje y desmontaje de los equipos electromecánicos se dispone de un monoriel con el huelgo adecuado para no interferir el movimiento de las piezas más voluminosas.

Dimensionamiento de los pozos de aspiración

(Seis y Tres estaciones elevadoras)

CUADRO 3

E.E.Nº	Qb	Qaf	Qaf/Qb	Vcalc.	Vadop.
1	20	9,20	0,46	6,60	7,00
2	40	18,20	0,46	14,00	14,00
3	40	14,50	0,36	14,00	14,00
4	120	60,47	0,50	38,00	40,00
5	40	19,48	0,49	14,00	14,00
6	40	19,07	0,48	14,00	14,00

CUADRO 4

E.E.Nº	Qb	Qaf	Qaf/Qb	Vcalc.	Vadop.
2	80	37,80	0,47	26	26
3	80	27,97	0,35	26	26
4	160	75,15	0,47	48	48

Caudales en l/seg Volúmenes en m3

CUADRO 5

Análisis de costo por Hectómetro de colectora con 20 conexiones domiciliarias - Artículo 2.2.1.1. del Pliego de Condiciones.

VA RIAN TE	$ / Hm				
	Col. eje de calle (tierra)	Col.doble p/vereda en Avda.	Col.sim-ple por vereda	Col.doble p/vereda pavimen.	Col.sim-ple ca-lle pav.
PVC 3 E.E.	3.692	5.907	3.821	5.907	8.122
A.C.3 E.E.	3.808	6.093	3.941	6.093	8.377
PVC 6 E.E.	3.379	5.497	3.496	5.497	7.387
A.C.6 E.E.	3.500	5.610	3.623	5.610	7.720

Nota: En todas las avenidas se proyectó doble colectora por vereda.

Se acompañan dos planos Nº 40 y 41 dónde se consignan el crecimiento de la red de colectoras y consecuentemente de las conexiones domiciliarias, para el período inicial de explotación y los subsiguientes intervalos: 1996/2000; 2001/2006 y 2007/2013.

CUADRO 6 - Crecimiento de las conexiones en el tiempo

Año	Población	Población Conectada	Número de Conexiones	Hm de red
1995	16881	8305	2146	307
1996	17029	8470	2189	313
1997	17544	8585	2218	317
1998	18101	8648	2235	319
1999	18660	8710	2251	322
2000	19239	8803	2275	325
2001	19834	8980	2320	331
2002	20448	9145	2363	338
2003	21080	9282	2398	343
2004	21732	9421	2434	348
2005	22400	9595	2479	354
2006	22711	9733	2515	359
2007	23093	9875	2552	365
2008	23807	10020	2589	370
2009	24544	10140	2620	374
2010	25303	10254	2647	378
2011	26059	10350	2674	382
2012	26800	10510	2716	388
2013	27582	10700	2765	395

CUADRO 7 - Ilustra sobre el crecimiento de la red en el área de cada Estación Elevadora, para los distintos períodos señalados.

Est. Elev. Nº	Inicio Explotación 1995 - Hm	1996-2000 Hm	2001-2006 Hm	2007-2013 Hm
2	106	0	9	0
3	152	11	11	15
4	49	8	16	18

Totales = 307 Hm 19 Hm 36 Hm 33 Hm =

= 395 Hm

2146 Conex 2275 Conex 2515 Conex 2765 Conex

Para el caso de seis estaciones elevadoras, cabe señalar que las Nº 1, 5 y 6 se construyen después del año 2013.

3. Plantas de tratamiento - Instalaciones comunes a las tres variantes

3.1. Rejas

Se instalarán tres vanos.

Ancho del barrote b= 0,010 m Separación s = 0,025 m

Ancho de la reja A= 1,10m Nºde barrotes= 1,10m/0,035m = 31

Area libre=31 * 0,025 * 0,36= 0,279 m²/reja (3 rejas =0,837m²)

Velocidad media de pasaje para q = 0,146 m3/seg

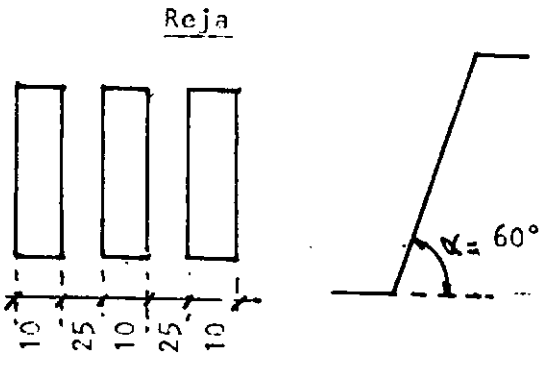
U = 0,146 / 0,837 = 0,17 m/seg $U^2/2g$ = 0,0015 m

Pérdida de carga s/Kirschmer $\Delta h = \beta (b/s)^{4/3} * \text{sen}\ \alpha * U^2/2g$

β es función de la configuración de los barrotes = 2,42

$\Delta h = 2,42 * (0,01/0,025)^{4/3} * 0,866 * 0,0015 = 0,0009$ m que es la pérdida de carga para reja limpia.

Calculamos la p. de c. para distintos grados de atascamiento, suponiendo una reja fuera de servicio.



Grado de atascamiento	U (m/seg)	$U^2/2g$ (m)	Δh (m)
10 %	0,292	0,0043	0,0027
20 %	0,330	0,0056	0,0035
30 %	0,370	0,0069	0,0043
40 %	0,430	0,0094	0,0058
50 %	0,520	0,0140	0,0087
60 %	0,660	0,0220	0,0140
70 %	0,880	0,0390	0,0240

Como puede apreciarse, la pérdida de carga en la reja es mínima, aún para grados de atascamiento que superan el 50%.

El diseño de las rejas se ilustra en el Plano Nº 22.

3.2. Desarenador

Será regulado para mantener igual velocidad de translación para cualquier caudal. El elemento de control será una canaleta Parshall.

Material a retener: Arena d= 0,2mm o mayores γ= 2.650 kg/m3

Velocidad de sedimentación Vs = 0,021 m/seg valor obtenido del gráfico de Fair and Gayer

Velocidad de translación s/Shields $Vt = \sqrt{8\ k/f * g\ \frac{(\gamma s-\gamma)}{\gamma}\ d}$

$k = 0,06$ $\qquad\qquad$ $f = 0,03$

En nuestro caso:

$$Vt = \sqrt{(8 * 0,06/0,03) * 9,81 * 1,65 * 2 * 10^{-4}} =$$

$Vt = 0,23$ m/seg

Se estima una retención de 1 m3 de arena por cada 10.000 m3 de líquido cloacal.

Para retener el 100% de arena, la velocidad de sedimentación debe ser igual a la carga superficial:

$Vs = Q/A = h * b * Vt / l * b = 0,021$ m/seg

La longitud del desarenador será:

$l = h\ (Vt/Vs) = 0,36\ (0,23/0,021) = 0,36 * 10,95 = 3,94$ m

Considerando que el tercio de entrada y el tercio de salida son zonas de remolino por expansión y reducción de la corriente, esta longitud teórica debe ser ampliada sensiblemente.

$Lef = 3,94 * 2,50 = 9,85$ m

Los anchos de la sección transversal en función de los tirantes se calcularán al resolver la canaleta Parshall.

El volumen de almacenaje de arena es de 38 m3, es decir que el desarenador tiene capacidad, entre dos limpiezas sucesivas para tratar 380.000 m3 de líquido cloacal.

El caudal máximo diario es 12.637 m3/día, por lo que en la etapa final de diseño, las cámaras de almacenaje de arena deben limpiarse cada 30 días.

El material retenido se eleva mediante rosca transportadora a caja de camión para su ulterior disposición como relleno.

3.3. Canaleta Parshall

La expresión de caudal es $Q = c * h^{n}$ (1)

Para ancho de garganta $w = 0,305$ $Q = 0,692 * h^{1,522}$

Esta expresión es válida para caudales comprendidos entre:

$14,6$ l/seg $\leq Q \leq 283,20$ l/seg

En nuestro caso $Q = 0,146$ m3/seg

La expresión del caudal en el canal del desarenador que será regulado por la Parshall es:

$dQ = V * x * dh$ (2)

Este caudal es el mismo que pasa por la canaleta, luego habrá que igualar esta expresión con la (1) previa diferenciación:

$$dQ = n * c * h^{n-1} * dh = V * x * dh$$

$$x = n * c * h^{n-1} / V = 1,522 * 0,692 / 0,23 * h^{0,522} =$$

$$= 4,58\ h^{0,522}$$

Para distintos valores de h obtenemos los correspondientes de x.

Como el desarenador estará constituido por tres canales, los valores de x obtenidos los dividimos por 3.

CUADRO

Q (m3/seg)	h (m)	x (m)	x/3 (m)
0,020	0,10	1,376	0,458
0,038	0,15	1,701	0,567
0,060	0,20	1,976	0,659
0,084	0,25	2,221	0,740
0,111	0,30	2,443	0,814
0,140	0,35	2,648	0,883
0,171	0,40	2,839	0,896
0,205	0,45	3,019	0,946
0,240	0,50	3,189	1,006
0,278	0,55	3,350	1,167
0,091(1ªetapa)	0,26	2,260	0,753
0,146 (final)	0,36	2,686	0,895

La sección transversal de cada uno de los tres canales resulta parabólica ejecutándose mediante relleno de hormigón simple.

Para obtener el tirante en el canal de entrada a la

Parshall igual al del desarenador para Q= 0,146 m3/seg usamos las Tablas de Woodward y Posey.

h = 0,36 m Bf = 0,845 m

h/Bf = 0,36/0,845 = 0,426

Con este valor, usando las tablas, obtenemos:

$$Q * Bf^{1/3} * n/Bf^{3} * i^{1/2} = 0,160$$

de donde despejamos el valor de la pendiente i.

$$i = (0,146 * 0,945 * 0,010 / 0,603 * 0,160)^2 = 0,0002 \text{ m/m}$$

O sea, que para i = 0,0002 m/m el tirante es h = 0,36 m

Para el canal de salida de la Parshall tenemos:

Bf = 0,61 m

Fijamos una pendiente i = 0,001 m/m luego:

0,146 * 0,848 * 0,010 / 0,227 * 0,0316 = 0,173

De la Tabla obtenemos:

h/Bf = 0,45 h = 0,45 * 0,61 = 0,27 m

El valor de la sumergencia es:

S = 0,27 / (0,36 + 0,075) = 0,62

3.4. Canal Alimentador de las Unidades

Lo verificamos para tres secciones características en las cuales los caudales se reducen en 1/3.

- Sección 1

Q1 = 0,146 m3/seg Bf = 0,61 Elegimos: i = 0,001 m/m

Por ser los mismos valores que en el caso anterior,

resulta: h = 0,27 m.

- Sección 2

Q2 = 0,096 m3/seg Bf = 0,61 Elegimos: i = 0,0004 m/m

0,096 * 0,848 * 0,010 / 0,227 * 0,02 = 0,173

Luego: h = 0,27 m

- Sección 3

Q3 = 0,048 m3/seg Bf = 0,45 m Elegimos: i = 0,0006 m/m

0,048 * 0,766 * 0,010 / 0,091 * 0,0245 = 0,165

De la Tabla resulta h/Bf = 0,435 h= 0,435 * 0,45 = 0,20 m

3.5. Cámara de Entrada

Su volumen es de 5,25 m3.

El caudal Q = 0,146 m3/seg = 8,80 m3/mto.

La permanencia es P = V/Q = 5,25 m3 / 8,80 m3/mto. =

= 0,6 mtos = 36 seg

A la cámara de entrada se ha adosado una tolva destinada a recoger las descargas de los camiones tanque atmosféricos.

4. Planta de Tratamiento - Variante 1

Se trata de una laguna aeróbica, aireada mecánicamente, seguida de un estanque de sedimentación.

4.1. Dimensionamiento de la Laguna Aeróbica

Q final = 12.637 m3/día Qinicial = 7.839 m3/día

Liquido afluente:

DBO = 200 gr/m3 SS = 300 gr/m3 (Rejas y Desarenador reducen 20ppm de DBO).

Carga contaminante de pico (K = 1,25)

DBO = 3160 Kg/d SS = 4739 Kg/d

Eficiencia de la planta: en DBO y SS = 92% Luego:

DBO soluble en el efluente = 200 gr/m3 * 0,08 = 16 gr/m3

SS del efluente = 300 gr/m3 * 0,08 = 24 gr/m3

Coeficientes cinéticos adoptados

- Constante de crecimiento y = 0,65

- Concentración de sustrato para la mitad de la tasa máxima de crecimiento Ks = 100 gr/m3

- Constante de velocidad de reacción k = 6 (1/día)

- Coeficiente de descomposición endógena kd = 0,07 (1/día)

- Constante tasa de eliminación de DBO

(a 20°C) $K = 2,5$ (1/día)

- Factor de corrección de la transferencia de O2 para el agua residual $\alpha = 0,8$ a $0,85$

- Temperatura: Verano 28°C Invierno 17°C (son respectivamente máximo y mínimo valor medio)

- Temperatura del agua residual = 15 °C

- Coeficiente de temperatura $\theta = 1,06$

- Factor de corrección por salinidad y energía superficial $\beta = 1$

- Altitud = 80 m.s.n.m.

- Concentración de oxígeno a mantener en el líquido $c = 1,5$ gr/m3

- Profundidad de la laguna $h = 2,00$ m

- Tiempo medio de retención celular $\theta_c^d = 4$ días

En función de la permanencia y el caudal a tratar, se determina el volumen y el área de la laguna.

$$V = \theta_c^d * Q = 4 \text{ d} * 12.637 \text{ m3/d} = 50.548 \text{ m3}$$

$A = V/h = 50.548/2 = 25.274\ m^2$

Adoptando la relación l = 2a resulta:

$l = 130\ m \qquad a = 65\ m \qquad A1 = 8.450\ m^2$

El volumen de cada laguna valdrá:

$V1 = A1 * h = 8.450 * 2 = 16.900\ m3$

Para la etapa final se diseñaron tres lagunas iguales funcionando en paralelo

<u>Cálculo de las temperaturas en invierno y verano</u>

Utilizamos la expresión:

$$Tw = (A * f * Ta) + Q * Ti \,/\, A * f + Q$$

Donde:

Ti = temperatura del agua residual en la laguna = 15°C

Tw = Temperatura del agua en la laguna en verano e invierno

Ta = Temperatura del aire Verano 28°C - Invierno 17°C

f = factor de proporcionalidad = 0,5

A = área superficial de la laguna = 25.274 m²

Q = caudal de agua residual = 12.637 m3/día

a) Verano

$$Tw = (25.274 * 0{,}5 * 28 + 12.637 * 15) / (25.274 * 0{,}5 + 12.637) = 543.391 / 25.274 = 21{,}5°C$$

b) Invierno

$$Tw = (25.274 * 0{,}5 * 17 + 12.637 * 15) / (25.274 * 0{,}5 + 12.637) = 404.384 / 25.274 = 16°C$$

<u>Estimación de la DBO soluble del efluente durante el verano</u>

$$S = Ks * \{(1 + \theta * Kd) / [\theta * (Y * k - Kd) - 1]\} =$$

$S=100 * \{(1 + 4 * 0,07) / (4 * (0,65 * 6 - 0,07) - 1]\}=$

$S = 8,94$ gr/m3

Este valor satisface el requerimiento de DBO abatida en el proceso ya que: 8,94 gr/m3 < 16 gr/m3

Estimación de la DBO en el efluente

Debe corregirse el valor de la constante de velocidad operativa, al tener en cuenta el efecto de la temperatura de verano e invierno.

$KT/K20 = \theta^{T-20}$ θ = coef.de temperatura K20 = 1,0

a) Para el verano: KT = 21,5°C $K21,5 = 1,0\ (1,06)^{21,5\ -\ 20} =$

$= 1,0 * 1,06^{1,5} = 1,0 * 1,09 = 1,09$

b) Para el invierno: KT = 16°C $K16 = 1,0 * (1,06)^{16-20} =$

$= 1,0 * 1,06^{-4} = 1,0 / 1,06^{4} = 1,0 / 1,26 = 0,79$

Para la determinación de la DBO en el efluente utilizamos la expresión:

$S / So = 1 / 1 + K * (V / Q)$ Donde:

S = Concentración de DBO en el efluente

So = Concentración de DBO en el afluente = 200 gr/m3

K = Constante de la tasa de eliminación total de primer orden de la DBO, expresada en días^{-1}

Volumen de la laguna en m3: V = 50.548 m3

Caudal Q = 12.637 m3/día

Verano: $S/200 = 1 / 1 + 1{,}09 * (50.548 / 12.637) =$

$= 37{,}31$ gr/m3

Invierno: $S/200 = 1 / 1 + 0{,}79 (50.548 / 12.637) =$

$= 48{,}07$ gr/m3

Relación Sinv/Sver = 48,07 / 37,31 = 1,29

Aplicado este valor a la DBO soluble en el efluente, se tiene:

$8{,}94 * 1{,}29 = 11{,}53$ gr/m3 < 16 gr/m3

<u>Estimación de la concentración de sólidos biológicos producidos</u>

$X = Y [(So - S) / (1 + KD * \theta)] =$

$= 0{,}65 * [(200 - 8{,}94) / (1 + 0{,}07 * 4)] =$

$= 97{,}02$ gr/m3 SSV

<u>Cálculo de los sólidos suspendidos del efluente de la laguna antes de la sedimentación</u>

SS = 300 gr/m3 + 97,02 / 0,8 = 421 gr/m3 ya que los sólidos totales producidos son iguales a los SSV divididos por 0,8.

Es corriente, para abatir estos SS, colocar a continuación de la laguna aireada un estanque de sedimentación con carga superficial baja y permanencia de

dos días, con lo que se conseguirá un efluente con un contenido de SS menor de 20 gr/m3.

Cálculo de las necesidades de O2

Utilizamos la siguiente expresión:

$O2\ (Kg/d) = Q\ (So - S)\ /\ f * 10^{3}\ gr/Kg - 1{,}42\ Px$ donde Px representa a los sólidos biológicos que salen diariamente de la laguna .

$Px = 97{,}02\ gr/m3 * 12.637\ m3/d * (10^{3}\ gr/kg)^{-1} = 1.225\ Kg/d$

Suponiendo un factor de conversión de f = 0,68 (DBO5 a DBOL) donde DBOL es la remanente después de 5 días, hasta el tiempo t.

El oxígeno necesario será:

$O2 = 12.637\ m3/d * (200 - 8{,}94)\ gr/m3\ /\ 0{,}68 * 1.000\ gr/Kg -$
$- 1{,}42 * 1.225 = 1.811\ Kg/dia$

La relación entre el O2 y la DBO eliminada valdrá:

O2 necesario / DBO eliminada =

$= 1.811 * 10^{3}\ /\ (200 - 8{,}94) * 12.637 = 0{,}75$

Potencia de los aireadores

Capacidad nominal de transferencia = 2 Kg de O2 / KW-h

Determinamos el factor de conversión para aireadores superficiales en condiciones de verano, mediante la ecuación:

$$N = No * \left[\frac{\beta * Cwalt - CL}{9,17}\right] * 1,0124^{T-20}$$

Donde:

N = Kg O2/KW.h transferido en condiciones reales.

No = Kg O2/Kw.h transferido en agua limpia a 20°C sin O2 disuelto.

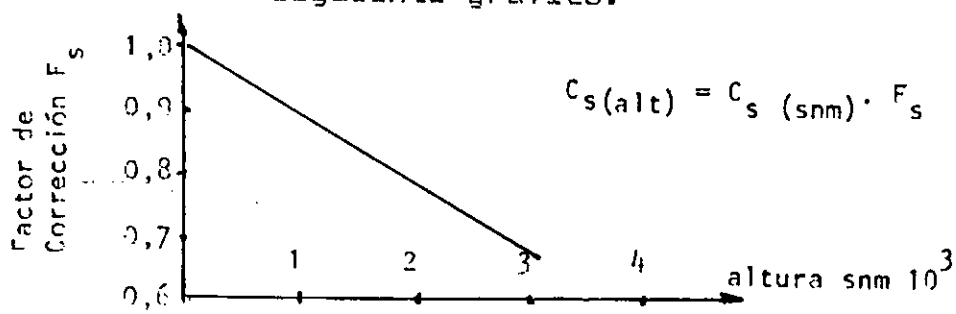
β = Factor de corrección por salinidad y energía superficial (Generalmente β = 1).

Cwalt = Concentración de saturación de oxígeno disuelto para el líquido residual a temperatura y altura s.n.m. dadas.

CL = Concentración de oxígeno disuelto en condiciones de funcionamiento = 1,5 gr/m3.

α = Factor de corrección de la transferencia de oxígeno para el agua residual, generalmente 0,80 a 0,85.

El factor de corrección de solubilidad de O2 con la altura s.n.m. se extrae del siguiente gráfico:



Para determinar la concentración de saturación de oxígeno tomamos la temperatura de verano por resultar más desfavorable, ya que la saturación de oxígeno aumenta con la disminución de la temperatura:

A 21,5 °C es 8,92 Kg/l

Para corregir esta saturación por altitud, tomamos Fs = 0,97 luego:

Cwalt = 8,92 Kg/l * 0,97 = 8,65 Kg/l

$$\text{Factor de corrección } \alpha = \frac{\beta * Cwalt - CL}{9,17} * 1,024^{T-20}$$

$$\alpha = \frac{1 * 8,65 - 1,5}{9,17} * 1,024^{21,5 - 20} = 0,78 * 1,024^{1,5} = 0,808$$

La capacidad de transferencia en condiciones reales vale:

N = 2 Kg O2/KW.h * α = 2 * 0,808 = 1,62 Kg O2/KW.h

La cantidad de O2 transmitida diariamente es:

1,62 * 24 = 38,9 Kg O2/KW.d

La potencia total para suministrar el O2 calculado es:

N (KW) = 1811 Kg O2/d / 38,9 Kg O2/KW.d = 46,55 KW

Expresada en CV:

N = 46,55 KW * 1 CV / 0,736 KW = 63,25 CV

Con esta potencia se suministra solamente el O2 necesario pero no se genera la mezcla completa del líquido en la laguna.

<u>Potencia para producir una mezcla completa</u>

La potencia necesaria es de 15 KW/1000 m3

Volumen de la laguna: V = 50.548 m3

Potencia necesaria: 15 KW * 50.548 / 1.000 = 758,22 KW

Adoptamos 18 aireadores (6 por laguna) de 43 KW cada uno, ya que para el tratamiento de líquidos domésticos, la potencia necesaria para el mezclado es la que fija el dimensionamiento del aireador.

4.2. Dimensionamiento del estanque de sedimentación

Los sólidos suspendidos del efluente de la laguna fueron calculados en 421 gr/m3.

Para lograr un efluente con un contenido de SS = 20 gr/m3 será necesario instalar a continuación de la laguna aireada un estanque de sedimentación, con baja carga superficial y con un período de detención de, aproximadamente, dos días.

El estanque debe tener, además del volumen determinado para la sedimentación, un volumen adicional para almacenamiento de los barros.

En estas condiciones debe controlarse el crecimiento de algas, para lo cual la permanencia no superará los dos días. Otro factor a tener en cuenta es el control de olores producidos por la digestión anaeróbica, para lo cual el tirante no debe sobrepasar los 2 m.

Bajo condiciones anaeróbicas, anualmente se degradará alrededor del 50% de los SSV.

Permanencia = 2 días h = 2,00 m

(Valores extractados del libro de Metcalf y Eddy)

El 70% de los sólidos suspendidos totales descargados en el estanque son volátiles. Se estima un período de almacenaje de barros de 2 años.

La masa de barros que pueden acumularse anualmente en el tanque sin que se produzca descomposición aeróbica será:

Masa = (SSi - SSe) * Q * 365 d/año donde:

SSi = SS en el afluente del estanque en Kg/m3

SSe = SS en el efluente del estanque en Kg/m3

Q = Caudal en m3/día

Masa = (0,421 - 0,020) * 12.637 * 365 = 1.849.615 Kg/año.

Masa de SSV y SS totales añadidos por año. Según análisis adoptados se tienen los siguientes valores:

SSV = 264 gr/m3 SStot = 300 gr/m3 luego, SSV = 0,88 SStot

Masa SSV = 1.849.615 Kg/año * 0,88 = 1.627.661 Kg/año

Masa SSf = 1.849.615 - 1.627.661 = 221.954 Kg/año.

Determinación de la cantidad de barros que se acumularán en dos años.

Máxima reducción en un año de SSV = 60%

SSV = [0,80 + 0,4 * (2 - 1)] * 1.627.661 = 2.083.406 Kg/año

Sólidos totales acumulados en dos años:

SSt = 2.083.406 + 2 * 221.954 = 2.527.314 Kg

Tirante adicional para almacenaje de barros:

Masa de barro/m² = 2.527.314 / 12.637 = 201,16 Kg/m²

Para determinar la profundidad necesaria suponemos que los SS depositados se compactan un valor medio del 15% y que la densidad de los mismos es de 1,06, luego:

201,16 / h' = 1,06 * 0,15 * 1.000 = 159

h' = 201,16 / 159 = 1,27 m

La profundidad total será H = h + h' = 2,00 + 1,27 = 3,27 m

Determinación de las dimensiones del estanque

V = 12.637 m3/día * 2 días = 25.274 m3

A = 25.274 / 2,00 = 12.637 m²

Adoptamos un ancho igual al de la laguna aireada: a = 65,00m

La longitud será: L = 12.637 / 3,65 = 63,00 m

Adoptamos L = 65,00 m.

4.3. Disposición del barro

El barro acumulado en la zona de almacenaje del estanque será extraído en parte para su tratamiento.

Una porción será recirculada a la entrada de la laguna aireada y otra porción, será dispuesta, previa alcalinización y espesado, en celdas de secado.

SSt =2.527.314 Kg/2años

SSt =2.527.314 / 730 d = 3.482 Kg/d

Suponemos que 1/3 del material sólido es mineral y los 2/3 restantes son volátiles con pesos especificos γw = 2,5 y γ = 1,0 respectivamente.

Se tiene: 1/Ss = 0,33 / 2,5 + 0,67 / 1 Ss = 1,25

Si el peso específico relativo del agua es 1, podemos obtener el del barro:

1/S = 0,1 / 1,25 + 0,9 / 1 S = 1 / 0,98 = 1,02

El volumen de fango será:

V = Ms / γw * Ssl * Ps donde:

Ms = peso de sólidos secos = 3482 Kg/dia

γw = peso específico del agua = 1.000 Kg/m3

Ssl = peso específico del barro = 1.020 Kg/m3

Ps = porcentaje de sólidos = 0,10

V = 3.482 / 1.000 * 1,02 * 0,10 = 34,12 m3/dia

Un 20% del peso de Ms lo enviamos a secado y un 80% lo recirculamos.

a) En peso: 3.482 Kg/d * 0,20 = 696 Kg/d de barros a celdas de secado.

3.482 Kg/d * 0,80 = 2.786 Kg/d de barro a recirculación.

b) En volumen: 34,12 m3/d * 0,20 = 6,82 m3/d a celdas de secado.

34,12 m3/d * 0,80 = 27,30 m3/d a recirculación.

<u>Caudales de líquido</u> (90%)

Q1 = 6,82 * 1,90 = 12,96 m3/d a secado

Q1 = 0,00015 m3/seg

Q2 = 27,30 * 1,90 = 51,87 m3/d a recirculación

Q2 = 0,00060 m3/seg

Q afluente = 12.637 m3/d = 0,146 m3/seg

La recirculación representa un 0,004 del caudal afluente.

4.3.1. <u>Celdas de secado</u>

Volumen $V = \left(30 * 25 + 10 * 5 + \sqrt{750 * 50}\right) 3/3 = 994,00$ m3

Volumen total = 994,00 * 4 = 3.975 m3

Sólidos separados = 696 Kg seco/día Humedad: 90%

Barros primarios (en peso) = 696 * 1,90 = 1.322 Kg/día que representan 696 m3/d de sólidos secos.

Permanencia en celdas:

P = 3.975 m3 / 696 m3/d = 5 días 42 minutos

4.3.2. Espesador de barro

Diámetro = 15,00 m A = 177,00 m² h = 2,00 m

Volumen: V = 177,00 m² * 2,00 m = 354,00 m3

Carga superficial de barro diluido: 16 a 36 m3/m².d

Adoptamos 25 m3/m².d, para lo cual el tanque admite:

25 * 177 = 4.425 m3/d (Carga hidráulica)

Permanencia: P = 354 m3 / 4.425 = 0,08 días = 1,92 hs ≅ 2 hs

Cantidad de barro, en volumen, enviado al espesador por purga: 6,82 m3/d.

Suponiendo que no se haga recirculación, deberá agregarse 27,30 m3/d.

Luego el total será: 6,82 + 27,30 = 34,12 m3/d.

Suponiendo de 6 hs/d el lapso de bombeo, tendremos:

34,12 m3/d * 6 hs/d * 1 / 86.400 seg/d = 0,0024 m3/seg =

= 2,4 l/seg.

Este sobredimensionamiento de 4.425 m3/d contra 34,12 m3/d se reduce sensiblemente con la inyección de lechada de cal para elevar el pH a 12.

Dosis de cal = 1.350 gr/m3

gcal = 6,82 m3/d * 1,35 Kg/m3 = 9,27 Kg cal/día.

Si se envía todo el barro al espesador:

gcal = 34,12 m3/d * 1,35 Kg/m3 = 46,06 Kg cal/día.

4.3.3. Bombas

a) A laguna aireada

Ho = 81,57 m - 75,00 m = 6,57 m

Q = 0,0006 m3/seg = 0,6 l/seg

Suponiendo un bombeo de 12 hs/dia: Qb = 1,2 l/seg

Pérdida de carga en tubería de impulsión:

D = 0,100 m L = 205 m j = 0,000417 m/m

Δh = 0,000417 m/m * 205 m * 4 = 0,34 m (Para barros, la pérdida de carga por fricción cuadruplica la ocasionada por el escurrimiento de líquidos).

Hmano = 6,57 m + 0,34 m = 6,91 m

Adoptamos Hmano = 7 m.c.a.

Se requiere una bomba para Qb = 1,2 l/seg

Hmano = 7 m.c.a.

Catálogo Chicago Pump Bomba Nº 8923

N= 0,5 CV Eje horizontal

b) A espesador

Ho = 85,30 m - 75,00 m = 10,30 m

Q = 0,00015 m3/seg = 0,15 l/seg

Suponiendo un bombeo de 4 hs. por dia: Qb = 0,9 l/seg

Pérdida de carga en tubería de impulsión:

D = 0,100 m L= 40 m j = 0,00031 m/m

h = 0,00031 m/m * 40 m * 4 = 0,05 m

Hmano = 10,30 m + 0,05 m = 10,35 m.c.a.

La curva Q-H de la bomba Nº 8923 satisface estas condiciones de funcionamiento, ya que el menor caudal acepta una mayor altura de elevación.

Ello permite instalar sendas bombas iguales para cada una de las particiones y agregar una similar de reserva para reemplazar a cualquiera de ellas.

La relación de líquido recirculado respecto el caudal afluente a la planta es:

$$\frac{0{,}0006 \text{ m3/seg}}{0{,}146 \text{ m3/seg}} = 0{,}004$$

es decir, se recircula un cuatro por mil del caudal ingresado, valor que no tiene significación.

4.4. Calculo de las pérdidas de carga

Entrada a la laguna aireada

12 tuberías (4 por laguna) de D = 0,100 m A = 0,00775 m²

Caudal por tubería = 0,146 m3/seg / 12 = 0,012 m3/seg

U = 0,012 / 0,00775 = 1,55 m/seg $U^2/2g$ = 0,12 m

Longitud geométrica de la tubería = Lef = 13 m

Longitudes equivalentes:

V.E. abierta	Lo	= 0,50 m
Embocadura	L1	= 1,38 m
Dos curvas de 90°	L2	= 4,00 m
Total long.equivalentes	Le	= 5,88 m
	Lef	= 13,00 m
Longitud total de cálculo	L	= 18,88 m

$j = 0{,}043$ m/m $\quad \Delta h = 0{,}043$ m/m $* 18{,}98$ m $= 0{,}82$ m

$U^2/2g$ $\quad = 0{,}12$ m

Δh total $= 0{,}94$ m

Esta misma pérdida de carga se tiene en la comunicación entre salida de laguna aireada y entrada a estanque de sedimentación por ser igual la disposición de las tuberías.

Vertederos de salida

Ancho del estanque a nivel de la canaleta de salida: 58,00 m

Colocamos 35 vertederos triangulares de 90°

Caudal por vertedero:

$q = 0{,}0485$ m3/seg ó 35 v $= 0{,}001375$ m3/seg.vert.

Expresión del caudal del vertedero: $Q = \mu * l^{5/2} * \sqrt{2g}$

$h = (Q / \mu * \sqrt{2g})^{0,4}$ $\quad \mu = 0{,}315$ a $0{,}342$ adoptamos $\mu = 0{,}33$

$h = (0{,}001375 / 0{,}33 * 4{,}43)^{0,4} = 0{,}062$ m $= 62$ mm

Canaleta de salida

Tubería

$D = 0{,}200$ m $\quad A = 0{,}0314$ m² $\quad Q = 0{,}048$ m3/seg $\quad U = 1{,}53$ m/seg

$U^2/2g = 0{,}12$ m $\quad$ Lef $= 17$ m

Longitudes equivalentes:

Embocadura	L1	= 2,75 m
Curva 90°	L2	= 3,05 m
Total long.equivalente	Le	= 5,80 m
	Lef	= 17,00 m
Longitud total de cálculo	L	= 22,80 m

Δh = 0,0135 m/m * 22,80 m = 0,31 m

Energía cinética = 0,12 m

Δhtot = 0,43 m

5. Planta de Tratamiento - Variante 2

Se ha diseñado una laguna facultativa seguida de una laguna de maduración.

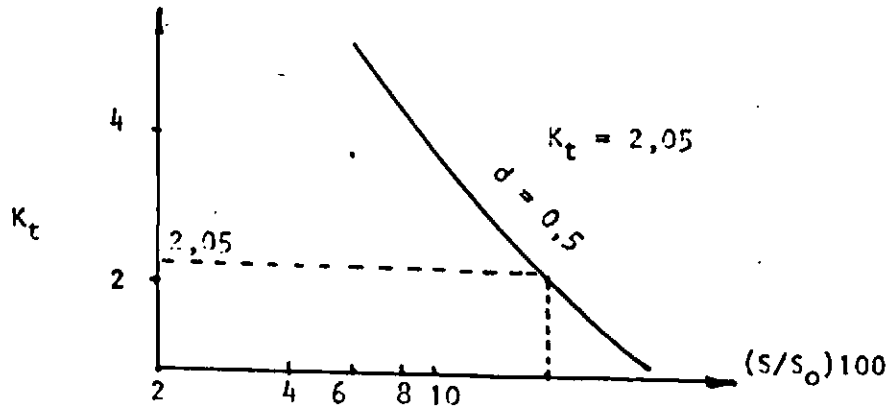
Q = 12.637 m3/d SS = 300 gr/m3 DBO = 200 gr/m3

Temperaturas del líquido:

a) Verano = 21,5°C b) Invierno = 16°C

- Constante global de eliminación de DBO de primer orden = 0,25 1/d a 20°C
- Coeficiente de temperatura θ = 1,06
- Profundidad de estanque h = 2,00 m
- Factor de dispersión del estanque d = 0,5
- Eficiencia en reducción de DBO = 80%
- Factor de dispersión Kt. Se obtiene de la siguiente figura, donde se ha trazado para d = 0,5 la curva Kt en función de (S/So) 100

  (S/So) * 100 = (40 / 200) * 100 = 20



Coeficiente de temperatura

a) Invierno

$k16 = (0,25\ 1/dia) * (1,06)^{16-20} = 0,25 * 1,262 = 0,198\ 1/dia$

b) Verano

$k21,5 = (0,25\ 1/dia) * (1,06)^{21,5-20} = 0,25 * 1,09 = 0,272\ 1/dia$

Tiempos de detención

a) Invierno

0,198 1/dia * ti = 2,05 ti = 2,05 / 0,198 = 10,35 días

b) Verano

tv = 2,05 / 0,272 = 7,54 días

Volúmenes

a) Invierno

Vi = 12.637 * 10,35 d = 130.793 m3

b) Verano

Vv = 12.637 * 7,54 d = 95.283 m3

Las condiciones invernales controlan el diseño.

Area superficial para h = 2,00 m

A = Vi / h = 130.793/2 = 65.397 m²

Carga superficial: 12.637 m3/d * 0,200 KgDBO/m3 / 6,5397 Ha=

= 386 Kg DBO/Ha * día (excesiva)

aumentamos las dimensiones de la laguna

Longitud a nivel del líquido = 170 m - 5,64 m = 164,36 m

Ancho a nivel del líquido = 80 m - 5,64 m = 74,36 m

Volumen

$V = (164,36 * 74,36 + 152,36 * 62,36 + \sqrt{12222 * 9501}) * 2/3=$

V = (12222 + 9501 + 10775) * 0,67 = 21774 m3

A = 164,36 * 74,36 = 12.222 m²/laguna

Atot = 12.222 m² * 8 = 97.776 m²

En este caso la carga superficial valdrá:

Cs = 12.637 m3/d * 0,200 Kg DBO/m3 / 9,776 Ha =

= 258 Kg DBO/Ha * día

Adoptamos en definitiva, para la etapa final, 8 lagunas facultativas, pero asegurando que la zona superior resulte siempre aeróbica, para lo cual instalamos tres aireadores mecánicos por laguna.

<u>Dimensiones de la laguna</u>

L = 170,00 m a= 80,00 m h = 2,00 m Vol = 21.774 m3/lag

En primera etapa se construirán 4 lagunas y en etapas posteriores, dos en cada una, con lo cual para la etapa final tendremos 8 lagunas.

Período de detención θ = 174.192 m3 / 12.637 m3/d = 13 días

Area total At = 12.222 m² * 8 = 97.776 m²

$$Cs = \frac{12.637\ m3/d * 0,200\ Kg\ DBO/m3}{9.776\ Ha} = 258\ \frac{Kg\ DBO}{Ha * d}$$

Tamperatura del agua en la laguna

a) Verano

$$Tw = \frac{(97.776 * 0,5 * 27,5) + (12.637 * 21,5)}{(97.776 * 0,5) + 12.637} = 26,26°C$$

b) Invierno

$$Tw = \frac{(97.776 * 0,5 * 16,3) + (12.637 * 16)}{(97.776 * 0,5) + 12.637} = 16,2°C$$

Estimación de la DBO soluble en el efluente

$$S = \frac{Ks\ (1 + \theta\ Kd)}{\theta\ (Y * k - Kd) - 1}$$

Kd = 0,04 a 0,075 Coeficiente de descomposición endógena Típico 0,06

Ks = 25 a 100 Constante de velocidad. Típico 60

Y = 0,4 a 0,8 Kg células formadas/Kg de sustrato Típico 0,6

K = 5 gr/m3

$$\theta_d^c = \theta = \frac{V}{Q} \qquad V = 21.774\ m3/lag * 8\ lag = 174.192\ m3$$

$$S = \frac{60 * (1 + 13 * 0,06)}{13 * (0,6 * 5 - 0,06) - 1} = 2,87\ gr/m3$$

Estimación de la DBO total del efluente

$KT/K20 = \theta'^{(T - 20)}$ donde θ' = Coef. de temperatura = 1,08

K20 = 1,0

$K26,6 = 1,0 * 1,08^{6,6} = 1,0 * 1,66 = 1,66$

$K16,2 = 1,0 * 1,08^{-3,8} = 1,0 / 1,34 = 0,75$

La DBO total en el efluente será:

$$S = \frac{So}{1 + K * \theta} = \frac{200 \text{ gr/m3}}{1 + 1,66 * 13} = 8,85 \text{ gr/m3}$$

Estimación de los sólidos biológicos producidos

$$S = \frac{Y * (So - S)}{1 + (Kd * \theta)} = \frac{0,6 * (200 - 8,85)}{1 + (0,06 * 13)} = \frac{114,69}{1,78} = 64,43 \text{ gr/m3}$$

que representa a la concentración de SSV en la laguna.

Determinación del O2 requerido

$$Kg\ O2 / día = \frac{Q\ (So - S)}{0,68} - 1,42\ pm$$ donde 0,68 es un coeficiente.

$$pm = \frac{X * Q}{800} = \frac{64,43 * 12.637}{800} = 1.018$$

$$kg\ O2/día = \frac{12.637\ (200 - 8,85) * 10^{-3}}{0,68} - 1,42 * 1.018 =$$

= 2.106,73 Kg O2/día

Potencia requerida por la aireación

Se adopta el valor de 2 Kg de O2 / Kw.H

Corrección de la saturación de O2 por altitud.

Tomamos Fs = 0,97

Cwalt = 8,52 Kg/l * 0,97 = 8,26 Kg/l

ya que la saturación de oxigeno para 21,5°C es 8,52

Factor de corrección $\alpha = \frac{\beta * Cwalt - Cl}{9,17} * 1,024^{T-20}$

$$\alpha = \frac{1 * 8,26 - 1,5}{9,17} * 1,024^{21,5-20} = 0,74 * 1,024^{1,5} = 0,77$$

La capacidad de transferencia en condiciones reales vale:

N = 2 Kg O2/Kw * H * α = 2 * 0,77 = 1,54 Kg O2/Kw.H

La cantidad transmitida diariamente:

1,54 * 24 = 37 Kg O2/Kw.dia

La potencia para suministrar el oxigeno calculado será:

Energía requerida $\frac{2.106,73 \text{ Kg O2/d}}{1,54 \text{ Kg O2/KwH}}$ = 1.368 Kw.H/dia

Instalamos en cada laguna 3 aireadores, es decir: 3 * 8 = 24 aireadores para la etapa final, con una energía unitaria de 1368/24 = 57 Kw.H/Dia.aireador.

Los aireadores serán flotantes de una potencia unitaria de: 57 Kw.H/d.air * 1 dia/20 hs = 2,85 Kw/aireador

Estanque de maduración

A los efectos de llevar a un mínimo la DBO del efluente de la planta, proyectamos como tratamiento terciario, una laguna de maduración.

Tendrá las siguentes dimensiones:

L = 136 m a = 71,06 m h = 1,50 m

Area a nivel del líquido = 136,06 m * 71, 06 m = 9.242 m²

Area del fondo = 127,06 m * 62,06 m = 7.885 m²

Area total = 9.242 * 8 = 73.936 m²

Volumen de cada laguna:

$(9.242 + 7.885 + \sqrt{9.242 * 7.885}) * 0,5 = 12.831$ m3

Volumen total = 12.831 m3 * 8 = 102.654 m3

Permanencia = Vt / Q = 102.654 / 12.637 = 8,12 días

Permanencias corrientes están comprendidas entre 7 y 10 días.

Si la eficiencia en reducción de DBO de la laguna facultativa es del 95%, valor aceptado por la bibliografía, se reduce la carga sobre la laguna de maduración como sigue:

$$\frac{12.637 \text{ m3/d} * 0,010 \text{ Kg DBO/m3}}{7,3935 \text{ Ha}} = 17,09 \text{ Kg DBO/Ha.d}$$

Superficies totales de las lagunas:

Facultativa	12.222 m² * 8 =	97.776 m²
Maduración	9.242 m² * 8 =	73.935 m²
	Area total	171.711 m

Eficiencia de la Laguna Facultativa en DBO

S/Rivas Mijares: 73% a 95%

Por disponer de aireadores de superficie, pueden

aplicarse sobre la laguna facultativa, cargas orgánicas más elevadas y lograrse alta eficiencia. Adoptamos una reducción de la DBO del 95%

DBO remanente = 0,200 Kg/m3 * 0,05 = 0,010 Kg/m3

Kg DBO/Ha.d = 12.637 m3/d * 0,010 Kg/m3 / 7,3935 Ha =

= 17 Kg DBO/Ha.día.

<u>Cálculo de las pérdidas de carga</u>

Q = 0,145 m3/seg para los 8 módulos.

El caudal para cada módulo será:

q= 0,146 m3/seg / 8 = 0,018 m3/seg

a) Canal de entrada. Alimenta simétricamente por sus laterales a dos módulos en cada sección, es decir que en ellas eroga 0,018 * 2 = 0,036 m3/seg.

<u>Tramo 1</u>

Para el tramo 1 tenemos:

Q = 0,146 m3/seg Bf = 0,61 m i1 = 0,001 m/m

Según Woodward y Posey:

$$\frac{Q * Bf^{1/3} * n}{Bf^{3} * i^{1/2}} = \frac{0,146 * 0,849 * 0,010}{0,227 * 0,0316} = \frac{0,00124}{0,00717} = 0,173$$

h/Bf = 0,45 h= 0,45 * 0,61 = 0,27 m

<u>Tramo 2</u>

Para el siguiente tramo tenemos un caudal:

Q1 = 0,146 - 0,036 = 0,110 m3/seg

$$\frac{Q * Bf^{1/3} * n}{Bf^{3} * i^{1/2}} = \frac{0,110 * 0,848 * 0,010}{0,227 * 0,0316} = 0,129$$

De las Tablas de Woodward y Posey obtenemos:

h/Bf = 0,365 h = 0,22

Es preferible que el tirante no varíe, es decir se mantenga en 0,27 m.

Luego h/Bf = 0,27 / 0,61 = 0,442. De la expresión anterior despejamos i.

$$i2 = \frac{(0,110 * 0,848 * 0,010)^2}{(0,442 * 0,227)^2} = 0,000084 \text{ m/m}$$

Tramo 3

q = 0,073 m3/seg Bf = 0,61 m Determinamos la pendiente i3 para un tirante de 0,27 m. Procedemos como anteriormente:

$$i1 = \frac{(0,073 * 0,848 * 0,010)^2}{(0,442 * 0,227)^2} = 0,000038 \text{ m/m}$$

. . . .

Tramo 4

q = 0,037 m3/seg Bf = 0,45 m h/Bf = 0,27 / 0,45 = 0,60

$$i4 = \frac{(0,037 * 0,77 * 0,010)^2}{(0,09 * 0,60)^2} = 0,000028 \text{ m/m}$$

Conductos de entrada a las lagunas facultativas

Cada cañería de D = 0,075 m conducirá un caudal

q = 0,00456 m3/seg

j = 0,018 m/m Curvas 90° K = 0,08 Embocadura K = 0,5

Cálculo de la pérdidas de carga

Fricción L = 23 m $\Delta h1 = 0,018 * 23 = 0,420$ m

Embocadura $\Delta h2 = K.U^2/2g = 0,5 * 0,05 = 0,025$ m

Curvas $\Delta h3 = 2\ K.U^2/29 = 2 * 0,08 * 0,05 = 0,008$ m

Desembocadura $U^2/2g = 1^2 / 19,62 = 0,050$ m

Δh total = 0,458 m

Adoptamos Δh tot = 0,55 m

Conductos de salida de laguna facultativa y entrada a laguna de maduración

Igual pérdida de carga que en el caso anterior, ya que la configuración de los conductos y los caudales son los mismos Δh tot = 0,55 m.

Canaleta de salida de la laguna de maduración

Se efectúa a través de vertederos triangulares de 90°. Fijamos una carga sobre el vertedero de h = 0,050 m a la cual le corresponde un caudal q = 0,000822 m3/seg . vert.

Nº de vertederos = $\frac{0,018 \text{ m3/seg.laguna}}{0,000822 \text{ m3/seg.vert}}$ = 22 vertederos

Ancho de la laguna a nivel del líquido = 71,06 m Separación entre vertederos s = 2,85 m.

Conducto de salida de la canaleta

Q = 0,018 m3/seg D = 0,150 m U = 1 m/seg

$U^2/2g$ = 0,05 m j = 0,0090 L = 22,00 m

Fricción	$\Delta h1 = j * L = 0,0090 * 22$	$= 0,200$ m
Curva de 90°	$\Delta h2 = K * U^2/2g = 0,075 * 0,05$	$= 0,004$ m
Embocadura	$\Delta h3 = 0,5 * 0,05$	$= 0,025$ m
Desembocadura	$\Delta h4 = U^2/2g$	$= 0,050$ m
	Δ htot	$= 0,279$ m

Adoptamos Δ htot = 0,30 m

Conducto entre BR y cámara de contacto

D = 0,400 m	L = 7,00 m	Q = 0,146 m3/seg
U = 1,15 m/seg	$U^2/2g$ = 0,067 m	j = 0,040 m/m

Fricción	$\Delta h1 = 0,0040 * 7$	$= 0,030$ m
Embocadura	$\Delta h2 = 0,5 * 0,067$	$= 0,034$ m
Desembocadura	$\Delta h3 = U^2/2g$	$= 0,067$ m
	Δ htot	$= 0,131$ m

Comparación económica entre aireadores fijos y aireadores flotantes

1) Aireadores flotantes

Precio unitario $ 25.000

Cantidad 18 unidades

Precio total = $ 25.000 * 18 = $ 450.000

CONSEJO NACIONAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA

2) Aireadores fijos

Requieren para su soporte y acceso, la construcción de pasarelas de hormigón armado. Cantidad 9 pasarelas.

Estimación de los costos de la obra civil:

- Hormigón armado:	95 m3	*	388,21 $/m3	= $	36.880
- Revoques:	430 m²	*	22,00 $/m²	= $	9.460
- Piso cemento alisado y rodillado:	350 m²	*	15,00 $/m²	= $	5.250
- Barabda Caños de H°G° de 3/4"	960 m	*	42,00 $/m	= $	40.320
Costo total obra civil				= $	91.910

Aireadores fijos

$ 20.000 * 18 =	= $ 360.000
Precio total	= $ 451.910

Los costos de ambos sistemas son equivalentes.

Cloración

Cámara de contacto

V = 16,00 m * 10,00 m * 1,12 m = 179,20 m3

Q = 12.637 m3/d = 526 m3/h

P = V/Q = 179,20 / 526 = 0,34 horas

La cámara de contacto se ha diseñado con la inyección a través de un tubo difusor de la solución de cloro, ubicado en la entrada de aquélla, donde existe turbulencia, lo que asegura la mezcla.

Tres tabiques interiores aseguran la participación de

todo el volumen líquido ingresado, el que a la vez es guiado mediante dispositivos especiales instalados en los cambios de dirección.

Modalidad de Cloración

Se ha previsto clorar con cloro gaseoso en base a la demanda y a la seguridad de mantener constante la dosis. El uso de hipocloradores implica preparar las soluciones, ya sea de hipoclorito de calcio o hipoclorito de sodio, las que no siempre cuentan con el porcentaje de cloro estimado, ya sea por diferencia en el tenor de cloro de los clorógenos o bien por incorrecto agregado de agua para hacer la solución que se incorporará al hipoclorador.

Suponiendo una demanda de cloro en el efluente de la planta de 5 ppm., para el caudal máximo se tendrá el siguiente consumo de cloro:

12.637 m3/d * 0,005 Kg/m3 = 63,2 Kg Cl2/día

Los cilindros de cloro son de 68 Kg, es decir que para satisfacer la demanda futura, se requerirá utilizar un cilindro por día, circunstancia que justifica el empleo de cloro gaseoso.

Operativamente, la aplicación de cloro gaseoso implica un costo superior en un 20% sobre el de aplicación de clorógeno, diferencia que expresa el precio que la comunidad

abona para lograr un servicio más eficiente.

6. Planta de Tratamiento - Variante 3

Esta variante posee en común con las anteriores, la cámara de llegada, las rejas, el desarenador regulado por la canaleta Parshall, todo ello en su parte de entrada y en la salida, la casilla de cloración y la cámara de contacto.

El diseño particular de la planta comprende un tanque Imhoff, lecho percolador recirculado, de alta carga, sedimentador secundario y playas de secado de barro.

La planta, en su etapa final, está constituida por cuatro módulos a construir por etapas, cada uno con un caudal Qm = 0,146 m3/seg/4 = 0,037 m3/seg

6.1. Tanque Imhoff

Constituye una solución económica al tratamiento primario de líquido, sobre todo en localidades de tamaño mediano y con climas tropicales.

Parámetros de diseño

Cámara de sedimentación

Permanencia 2 horas - Carga superficial Cs = 24 m3/m² *dia

Cámara de digestión

Volumen determinado sobre la base de la población a servir: s/Barnes - Tratamiento de aguas negras 100 l/hab.

Dimensionamiento

Cámara de sedimentación

Q = 12.637 m3/d / 24 hs/d = 527 m3/h

Volumen de sedimentación: V = 527 m3/h * 2h = 1.053 m3

Cada unidad tendrá 1.053 m3 / 4 = 263 m3

Area superficial: A = 12.637 m3/d / 24 m3.m² * d = 526 m²

Cada unidad tendrá 526 m² / 4 = 132 m²

Incrementamos esta área en un 20% para compensar la formación de espuma: A = 132 * 1,2 = 158 m²

Las dimensiones lineales son:

L = 20,00 m a = 2 * 5,5 m = 11,00 m

Area efectiva = 20,00 * 11,00 = 220 m²

Area de ventilación = 20,00 * 3,20 = 64 m²

Relación con el área total: 64 / 220 = 0,29, es decir 29%

Altura zona neutra entre sedimentación y digestión:

H = 0,56 m

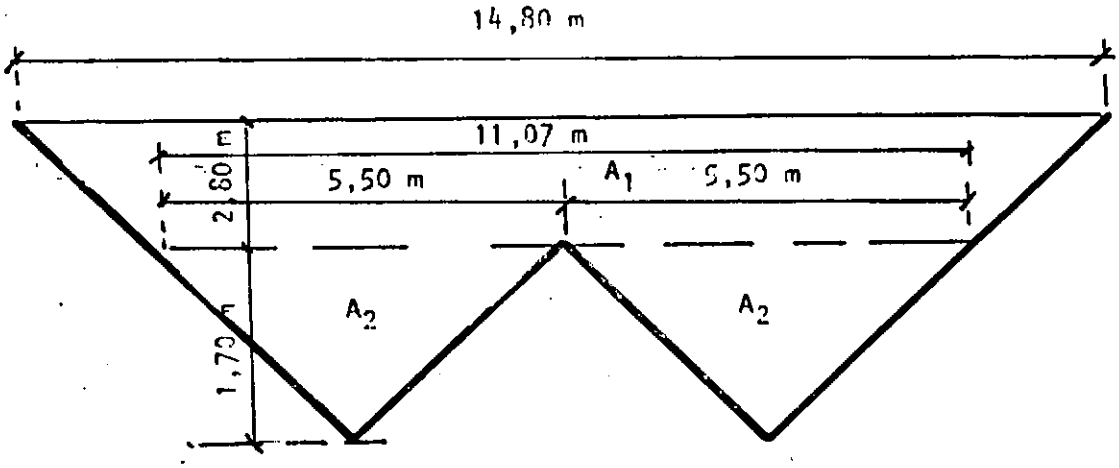
Haremos un cuadro con las temperaturas medias mensuales de los doce meses de año y calcularemos, tomando la curva del tiempo de digestión en días en función de la

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agost.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	% digerido
θ media del barro (°C)	22,6	22,2	21,8	18,1	16,6	14,9	14,9	15,3	16,3	19,1	21,0	22,2	
Tiempo de digestión (d)	35	36	37	43	52	57	57	52	50	42	41	36	
% digerido en el mes	89	78	84	70	60	53	54	60	62	74	73	86	Al 30-IX
ENERO	45	55	—										
FEBRERO		39	61	—									
MARZO			42	58	—								
ABRIL				35	60	5	—						100
MAYO					30	53	17	—					100
JUNIO						27	54	19	—				100
JULIO							27	60	13	—			100
AGOSTO								30	62	8			92
SEPTIEMBRE									31	69	—		31
OCTUBRE										37	63	—	
NOVIEMBRE											36	64	
DICIEMBRE												43	
ENERO	57	—											

temperatura, el porcentaje digerido cada mes.

Este cuadro computará el total del % digerido para barro ingresado en meses anteriores y la mitad para el ingresado en el mes bajo consideración.

Volumen de la cámara de digestión



De acuerdo con la figura se tiene:

$A1 = \frac{14,80 + 11,07}{2} * 2,80 = 36,22 \ m^2$

$A2 = \frac{(5,50 * 1,70) * 2}{2} = 9,35 \ m^2$

Area transversal total /unidad = 45,57 m²

V = 45,57 m² * 20,10 m = 916 m3/unidad

Volumen total Vt = 916 * 4 = 3.664 m3

$\frac{3.664 \ m3}{32.000 \ hab} = 0,114 \ m3/ \ hab = 114 \ l/hab$

Sólidos ingresados al sedimentador secundario.

SS = 0,090 + 0,100 = 0,190 Kg/m3 que provienen respectivamente del remanente del tratamiento previo, más

los producidos en el lecho percolador.

Eficiencia en SS del sedimentador secundario: 80%

SS eliminados en esta etapa = 0,198 * 0,8 = 0,152 Kg/m3

Volumen de barro:

$$V = \frac{0,152 \text{ Kg/m3} * 12.637 \text{ m3/d}}{1,020 * 1.000 * 0,05} = 37,66 \text{ m3/d}$$

$\frac{37,66 \text{ m3/d}}{3.464 \text{ m3}} = 0,01$ es decir que el volumen de barros que ingresa diariamente desde el sedimentador secundario a la cámara de digestión representa un 1%.

Para un 95% de humedad, el caudal de líquido a bombear desde el sedimentador secundario al ingreso del Tanque Imhoff, será:

Suponiendo 12 hs. de bombeo por día:

$$Qb = 37,66 \text{ m3/d} * 1,95 * \frac{24}{12} = 0,0017 \text{ m3/seg}$$

<u>Características de las bombas</u>

Q = 1,7 l/seg D = 0,100 m j = 0,0007 * 4 = 0,0028 m/m

Tubería de aspiración: L = 25 m j1 = 0,0028 * 25 = 0,07 m

Cota en brida de aspiración: Ha = 82,71 m - 0,07 m = 82,64 m

Cota tanque Imhoff: Ht = 87,18 m

Altura manométrica: Hmano = 87,18 m - 82,64 m = 4,54 m.c.a.

Adoptamos bombas de Qb = 2 l/seg Hmano = 5,00 m.c.a.

Se agrega a continuación otro cálculo del volumen de la cámara de digestión del Tanque Imhoff:

Eficiencia del Tanque Imhoff en SS y DBO: 70%

Eficiencia de Lecho Percolador y el Sed.Sec en SS y DBO 80%

DBO eliminada:

T.I. 0,200 Kg/m3 * 0,7 = 0,140 Remanente 0,060 Kg/m3

L.P.+ Sed.Sec 0,06 Kg/m3 * 0,8 = 0,048 Remanente 0,012 Kg/m3

Total DBO retenida = 0,188 Kg/m3

Sólidos suspendidos eliminados

T.I. 0,300 Kg/m3 * 0,7 = 0,210 Kg/m3 Remanente 0,090 Kg/m3

Aporte del Lecho Percolador 0,100 Kg/m3

Total SS que ingresan al Sedimentador Secundario 0,190 Kg/m3

L.P. + Sed.Sec 0,190 Kg/m3 * 0,8 = 0,152 Kg/m3

Total SS retenidos = 0,210 + 0,152 = 0,362 Kg/m3

Humedad del barro = 95% γb = 1,02 Kg/m3 $\gamma 1$ = 1000 Kg/m3

θc = tiempo de retención celular a 18°C = 40 días

Eficiencia de utilización del residuo ε = 0,80

Kd = 0,07 $día^{-1}$ Y = 0,5

Volumen de barros

$$Vb = \frac{0,362 \text{ Kg/m3} * 12.637 \text{ m3/d}}{1,02 * 1.000 * 0,05} = 89,70 \text{ m3/d}$$

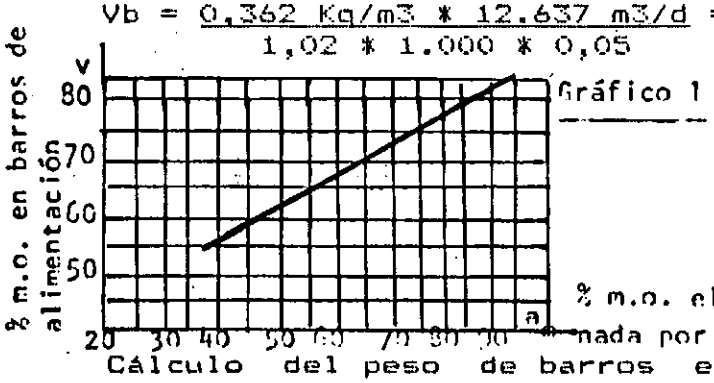
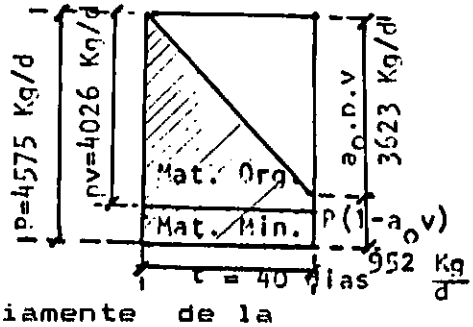


Gráfico 1

Gráfico 2



Cálculo del peso de barros extractados diariamente de la cámara de digestión.

Del Gráfico 1 para un 88% de materias volátiles en los sólidos suspendidos totales obtenemos el porcentaje de

materia orgánica abatida por el proceso de digestión:

Si $v = 88\%$ es $ao = 90\%$

Sólidos ingresados diariamente al digestor: $P = 4.575$ Kg/día

Sólidos orgánicos: $P * v = 4.575$ Kg/d $* 0,88 = 4.026$ Kg/d

Sólidos minerales: $P - P * v = 4.575 - 4.026 = 549$ Kg/d

Sólidos abatidos en la digestión:

$P * v * ao = 4.575 * 0,88 * 0,90 = 3.623$ Kg/d

Sólidos remanentes a extraer diariamente:

$P * (1 - ao * v) = 4.575 * (1 - 0,792) = 952$ Kg/d

Carga en playas de secado:

$$\frac{952 \text{ Kg/d} * 365 \text{ d/año}}{2.880 \text{ m}^2} = 120 \text{ Kg/m}^2 * \text{año}$$

El área sombreada del Gráfico 2 representa el peso de los sólidos almacenados en la cámara de digestión, es decir, representan el volumen necesario de la misma.

$$V = \frac{P * t \left(1 - \frac{ao * v}{2}\right)}{\gamma 1 \ (1 - 0,95)} = \frac{4.575 * 40 \left(1 - \frac{0,9 * 0,8}{2}\right)}{1.000 * (1 - 0,95)} =$$

$$= \frac{117.120}{50} = 2.342 \text{ m3}$$

El volumen proyectado es de 3.664 m3.

% en peso de barros digeridos $= 3.623 / 4.575 = 0,79$, es decir: 79%

Carga de DBO

$0,188$ Kg/m3 $* 12.637$ m3/d $= 2.376$ Kg/d

Volumen del Digestor

$V = Vb * \theta c = 89,70$ m3/d $* 40 = 3.588$ m3

Carga Volumétrica

$$\frac{2.376 \text{ Kg DBO/d}}{3.588 \text{ m3}} = 0,66 \text{ Kg DBO/m3 d}$$

Sólidos volátiles producidos por dia

$$Px = \frac{Y * Q * E * So}{(1 + Kd * \theta c * (10 \text{ gr/Kg})^{3}}$$

$$Px = \frac{0,05 * 2.376 * 0,8}{1 + 0,07 * 40} = \frac{95,04}{3,80} = 25,01 \text{ Kg/d}$$

Porcentaje de Estabilización

Adoptamos el valor de 1,42 como factor de conversión de tejido celular a DBO.

$$\% \text{ estabilización} = \frac{2.376 * 0,8 - 1,42 * 25,01}{2.376} = 0,78$$

es decir, un 78%

Volumen de metano y de gas producidos

$$VCH4 = \frac{0,35 \text{ m3/Kg } (E * Q * So - 1,42 * Px)}{Q * So}$$

$$VCH4 = 0,35 \ (1.901 - 1,42 * 25,01) = 650 \text{ m3/d}$$

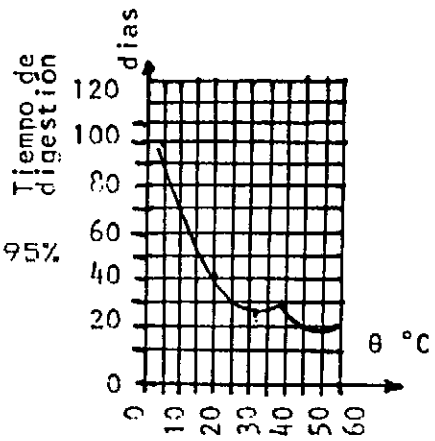
Como el gas total producido contiene un 67% de gas metano, el volumen total de gas de digestión, valdrá:

$$Vgas = \frac{650 \text{ m3/d}}{0,67} = 970 \text{ m3/d}$$

Barro Digerido

Barro diario que ingresa a cámara de digestión:

$$P = 12.637 \text{ m3/d} * 0,362 \text{ Kg/m3} = 4.575 \text{ Kg/d}$$



θc = 40 días v = 88% de materia orgánica

ao = 90% materia orgánica digerida Humedad 95%

6.2. Playas de Secado de Barros

La deshidratación del barro se produce mayormente por drenaje y en menor grado por evaporación.

Dimensiones :

L = 30 m a = 6,00 m Espesor del barro: e = 0,30 m

Cantidad para etapa final = 16 playas

Area necesaria = 90 m² / 1.000 hab A = 90 * 32 = 2.880 m²

Superficie de cada playa: A = 30 m * 6 m = 180 m²

Nº de playas = 2.880 m² / 180 m²/playa = 16 playas

Carga de barros = 120 a 200 Kg/m².año

Porcentaje en peso de barros digeridos:

12.637 m3/d * 0,047 Kg/m3 = 594 Kg/día

Para todo el año:

Peso de barros = 594 Kg/d * 365 d/a = 216.788 Kg/año

Carga por metro cuadrado = 216.788 / 2.880 =

= 75 Kg de barro/m²*año

Los valores corrientes están comprendidos entre 100 y 200 Kg/m²*a.

Las playas tienen una capa superior de arena de 0,30 m de espesor que apoya sobre otra inferior de piedra que acompaña la pendiente del fondo (i = 10%) convergente hacia

la tubería de drenaje de D = 0,150 m, colocada con juntas abiertas. El agua de drenaje es conducida al pozo de aspiración de la sala de bombas de recirculación.

6.3. Lechos Percoladores

DBO inicial 0,200 Kg/m3

Eficiencia Rejas, desarenador y Tanque Imhoff 54%

DBO remanente = 0,200 * 0,46 = 0,092 Kg/m3

Carga diaria de DBO= 12.637 m3/d * 0,092 Kg DBO/m3 =

= 1.164 Kg DBO/d

Cs = 1.164 / 902 m² = 1,26 Kg/m²*d

Según WPCF Manual of Practice Nº 8:

Cs no sobrepasará 1,75 Kg/m².d

Cv = 1.164 Kg DBO/d / 1.172 m3 = 0,99 Kg DBO/m3.d

Según WPCF Manual of Practice Nº 8:

Cv no sobrepasará 1,10 Kg/m3.d

Caudal total = Qtot = Q + Qr = 12.637 m3/d + 18.956 m3/d =

= 31.593 m3/d

Relación de recirculación = 1,5

Area total = 31.593 m3/d / 35 m3/m²*d = 902 m² (carga hidráulica)

Vol.total =902 m² * 1,30 m = 1.172 m3.

La carga biológica valdrá:

C = 1.164 Kg DBO/d / 1.172 m3 = 0,99 Kg DBO/m3*d inferior al valor usual de 1,10 Kg DBO/m3*d

Area de cada unidad: A = 902 m² / 4 = 225 m²

Planta circular: D = $\sqrt{4 * 225 \text{ m}^2 / 3,14}$ = 17 m

Alimentación mediante distribuidor rotativo impulsado por reacción hidráulica.

Drenaje constituido por losetas premoldeadas con una superficie de pasaje del 30% de la superficie total del lecho.

La canaleta central de Bf = 0,60 m tiene su nivel de funcionamiento por debajo de los drenes laterales. La circulación de aire se produce por ingreso desde ambas cámaras situadas en los extremos de la canaleta, continuando por el sistema de drenaje y ascendiendo a través del manto de piedra. Rendimiento en SS 80%.

6.4. Sedimentador Secundario

Según WPCF Manual of Practice Nº 8, para Sedimentadores Secundarios precedidos de Lechos Rápidos, la carga superficial llega a 34 $m^3/m^2 d$. Esta carga superficial que expresada en unidades de velocidad vale 34 m/d = 1,29 m/h, para una permanencia P = 2 horas, resulta una profundidad de 1,29 m/h * 2 h = 2,58 m.

Según WPCF Manual of Practice Nº8, en un cuadro donde combina los valores de la carga superficial con la profundidad del tanque y con la permanencia, consigna los siguientes rangos de esos parámetros:

Cs = 25 a 41 $m3/m^2d$ H = 2,10 m a 3,00 m P = 1,25 h a 3 h

Para el diseño de Sedimentadores no se utiliza la carga orgánica.

<u>Parámetros de diseño</u>: Permanencia 2 horas Cs = 31 $m3/m^2*d$

Qtot = 31.593 m3/d

Volumen total = Q * P = (31.593 / 24) * 2 = 2.632,75 m3

Planta circular: D = 18 m A = 3,14 * 18^2 / 4 = 254,35 m^2

Area total = 254,35 m^2 * 4 = 1.017,40 m^2

Altura del tanque: h = 2.632,75 / 1.017,36 = 2,60 m

Rendimiento en SS: 70%

El barro sedimentado es llevado por un barredor de fondo rotativo hacia una tolva cuyo desagüe se empalma con la cañería de recirculación al tanque Imhoff.

La salida del líquido sedimentado se hace a través de vertederos triangulares hacia una canaleta anular que descarga por una tubería de D = 0,300 m.

6.5. Cálculo de las Pérdidas de Carga

a). <u>Canal de entrada</u>

Desde la canaleta Parshall hasta la derivación a los tanques Imhoff utilizamos el mismo diseño de la planta variante 1.

De Parshall hasta la primera derivación tenemos:

$$\frac{Q * Bf^{1/3} * n}{Bf^{3} * i^{1/2}} = \frac{0,146 * 0,848 * 0,010}{0,227 * 0,0316} = 0,172$$

De Tabla: h / Bf = 0,45 h = 0,45 * 0,61 = 0,27 m

Tramo entre primera y segunda derivación.

Bf = 0,45 m Q = 0,073 m3/seg i2 = 0,0006 m/m

$$\frac{0,073 * 0,766 * 0,010}{0,091 * 0,025} = 0,245$$

De tabla: h/Bf = 0,59 h = 0,59 * 0,45 = 0,27 m

b) Conducto de alimentación

Q = 0,146 / 4 = 0,0365 m3/seg L = 17 m D = 0,200 m

U = 1,15 m/seg $U^2/2g$ = 0,07 m

Embocadura: Le = 3,60 m

Curva 90°: Le = 4,50 m L = 17 + 3,60 + 4,50 = 25,10 m

Fricción: D/k = 1.700

$$Re = \frac{1,15 * 0,200}{1,3} * 10^{6} = 1,77 * 10^{5}$$

$$f = 0,02 \quad j = \frac{0,02}{0,20} * 0,07 = 0,007 \text{ m/m}$$

hf = 0,007 * 25,1 = 0,18 m

Desembocadura:

$U^2/2g$ = 0,07 m htot = 0,18 + 0,07 = 0,25 m

c) Vertederos de salida de los tanques Imhoff

L = 2 * 5,5 m = 11,00 m Tomamos 10 m pues se intercalarán pilares intermedios.

Q = 0,00365 m3/seg.m $Q = 1,77 * b * h^{3/2}$

$$h = (0{,}00365 / 1{,}77)^{3/2} = 0{,}016 \text{ m}$$

d) <u>Canaleta de salida</u>

Bf = 0,20 m

$$\frac{0{,}01825 * 0{,}669 * 0{,}010}{0{,}027 * 0{,}1} = 0{,}045$$

De tabla: h/Bf = 0,58 h = 0,58 * 0,20m = 0,12 m

e) <u>Conducto de salida hacia los percoladores</u>

Q = 0,0365 m3/seg D = 0,200 m L = 46,00 m

Embocadura	Le	= 3,60 m
Curvas de 90° (4)	Le	= 18,00 m
Ramal de 90°	Le	= 15,00 m
	Letot	= 36,60 m

Esta cañería va desde la canaleta de salida del tanque hasta el ramal de empalme con el conducto de recirculación.

$$D/k = 1.700 \qquad Re = \frac{1{,}15 * 0{,}20}{1{,}3} * 10^{6} = 1{,}77 * 10^{5}$$

L = 36,60 + 46 = 82,60 m j = 0,0067 m/m f = 0,02

$\Delta h1 = 0{,}0067 * 82{,}60 + 0{,}07 = 0{,}62$ m

<u>Tramo que incluye la recirculación</u>

Q = 0,091 m3/seg D = 0,300 m U = 1,29 m/s

$U^2/2g = 0{,}085$ m L = 4 m D/k = 2.500

$$Re = \frac{1{,}29 * 0{,}3}{1{,}3} * 10^{6} = 2{,}97 * 10^{5} \qquad f = 0{,}017$$

$j = \frac{0,017 * 0,085}{0,30} = 0,0048$ m/m

$\Delta h2 = 0,0048 * 4 + 0,085 = 0,11$ m

$\Delta htot = 0,62 + 0,11 = 0,73$ m

Salida del percolador

Q = 0,091 m3/seg L = 20 m D = 0.300 m

U = 1,29 m/seg $U^2/2g = 0,085$ m

Le embocadura = 5,40 m

Le 2 curvas 90° = 12,00 m

Letot = 17,40 m

L = 20,00 + 17,40 = 37,40 m

j = 0,0048 m/m $\Delta h = 0,0048 * 37,40 + 0,085 = 0,27$ m

Vertederos de salida de canaleta perimetral

D = 18,00 m L = 3,14 * 18 = 56,52 m

Q = 0,091 m3/seg

Ensayamos una densidad de 3 vertederos por metro:

56 * 3 = 163 vert h = 0,043 m

q = 91 l/seg / 169 vert = 0,54 l/seg*vert

Canaleta de salida

Q = 0,091 m3/seg Bf = 0,50 m i = 0,001 m/m n = 0,010

$\frac{0,091 * 0,794 * 0,010}{0,125 * 0,0316} = 0,183$ De Tabla h/Bf = 0,48

h = 0,50 * 0,48 = 0,24 m

Conducto de salida Formado por dos tramos

Tramo 1:

Q = 0,091 D = 0,300 m U = 1,29 m/seg $U^2/2g$ = 0,085 m

Le = Embocadura = 5,40 m

Le = Curva de 90° = 12,00 m

Le = Ramal de 90° = 18,00 m

Le = 35,40 m

L = 4,00 m

Ltot = 39,40 m

$\Delta h1$ = 0,0048 * 39,40 + 0,085 = 0,27 m

Tramo 2:

Q = 0,0365 m3/seg D = 0,200 m

U = 1,15 m/s $U^2/2g$ = 0,067 m

L = 14,00 m $\Delta h2$ = 0,0067 * 14 + 0,067 = 0,16 m

$\Delta htot$ = $\Delta h1$ + $\Delta h2$ = 0,27 + 0,16 = 0,43 m

Bombas de recirculación

Cada bomba abastece media planta:

Q = 0,0365 * 2 = 0,0730 m3/seg

Qtot = 1,5 * Q = 0,0730 * 1,5 = 0,110 m3/seg

Aducción al pozo de aspiración

Q = 0,110 m3/seg L = 42,00 m D = 0,200 m

U = 1,75 m/s $U^2/2g$ = 0,16 m

Le = 2 Curvas de 90° = 9,00 m

Le = Ramal de 90° = 15,00 m

Le = 24,00 m

L = 42,00 m

Ltot = 66,00 m

$f = 0,019$

$D/k = 1.700 \qquad Re = \frac{1.75 * 0,2}{1,3} * 10^{6} = 2,69 * 10^{5}$

$\Delta h''1 = (0,019 / 0,200) * 0,16 * 66 + 0,16 = 1,16$ m

$\Delta h'1$ = Conducto de salida $= 0,27$ m

$\Delta h1$ = (Total en la aducción) $= 1,43$ m

Impulsión

$Q = 0,055$

Le Curva 90° = 4,50 m

Le Ramal 90° = 15,00 m

Letot = 19,50 m

L = 46,00 m

Ltot = 65,50 m

$\Delta h2 = 0,0152 * 65,50 + 0,16 = 1,16$ m

$Hmano = Ho + h1 + h2 = (86,28 - 82,71) + 1,43 + 1,16 =$

$= 6,16$ m

Adoptamos para seleccionar la bomba: Hmano = 7 m.c.a.

Potencia de la bomba:

$N = \frac{1.000 * 0,110 * 7}{75 * 0,7} = 15$ CV $= 11$ KW

Motor eléctrico: N = 11 KW * 1,25 = 14 KW

6.6. Dimensionado de los acueductos de abastecimiento de agua a las Plantas.

a) Planta Variante 1

Q = 20 m3/hora L = 2.647 m Material PVC (liso)

Cota tanque ciudad: 97,00 m

Cota máxima pozo de bombeo planta 82,20 m

H 14,80 m

j = 14,80 m / 2.647 m = 0,0056 m/m Fijamos f = 0,020

$$D^5 = \frac{0,20 * 0,0055 * 16}{0,0056 * 19,62 * 9,86} = \frac{0,0000063}{1,08} = 0,0000058$$

$$D = 0,0000058^{0,2} = 0,0896 \text{ m}$$

Adoptamos: D = 0,1 m A = 0,0079 m² U = 0,696 m/s

$$Re = \frac{0,696 * 0,1}{1,3} * 10^6 = 5,35 * 10^4$$

Para tubería lisa, este valor de Re verifica el valor elegido de f = 0,020

b) Planta Variante 2

Q = 20 m3/h = 0,0055 m3/seg L = 3.122 m

Material PVC (liso)

j = 14,80 m / 3.122 m = 0,00474 m/m Fijamos f = 0,020

$$D^5 = \frac{0,02 * 0,0055 * 16}{0,00474 * 19,62 * 9,86} = \frac{0,00000968}{0,91} = 0,0000106$$

$$D = 0,0000106^{0,20} = 0,101 \text{ m}$$

$$Re = \frac{0,696 * 0,100}{1,3} * 10^6 = 5,35 * 10^4$$

Para caño liso: f = 0,019

c) Planta Variante 3

Q = 20 m3/h = 0,0055 m3/seg L = 2.160 m

Material PVC (liso)

$j = 14{,}80\ m\ /\ 2.160\ m = 0{,}00685\ m/m$

$$D^5 = \frac{0{,}020 * 0{,}0055 * 16}{0{,}00685 * 19{,}62 * 9{,}86} = 0{,}00000733$$

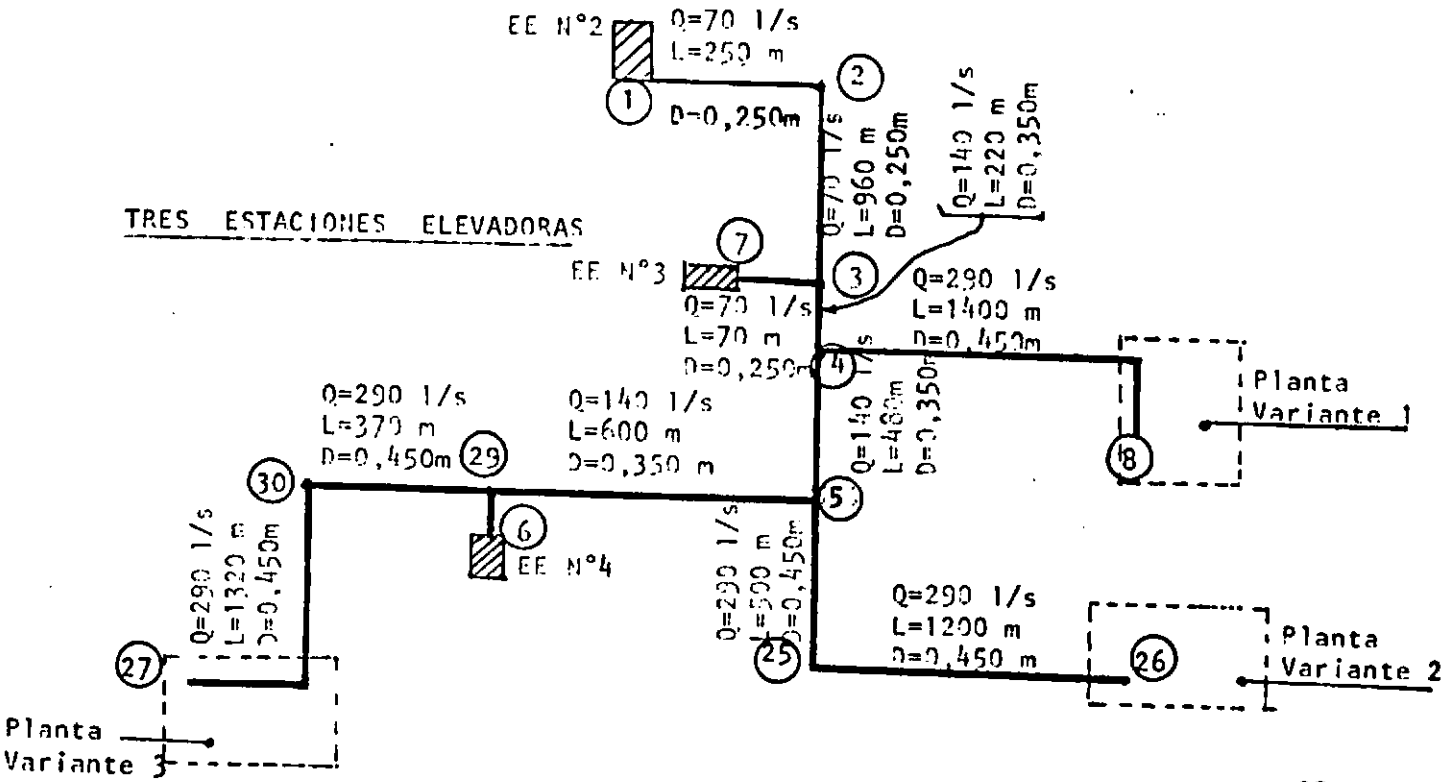
$$D = 0{,}00000733^{0{,}20} = 0{,}094\ m \quad \text{Adoptamos } D = 0{,}100\ m$$

$Re = 5{,}35 * 10^4$ Verifica como en el caso anterior.

7. Cañerías de Impulsión

Las cañerías de impulsión de las estaciones de bombeo se han diseñado para los caudales de la etapa final, para ambas variantes, 3 y 6 estaciones.

Las trazas de cañerías, con longitudes, caudales y diámetros se ilustran en el siguiente croquis:



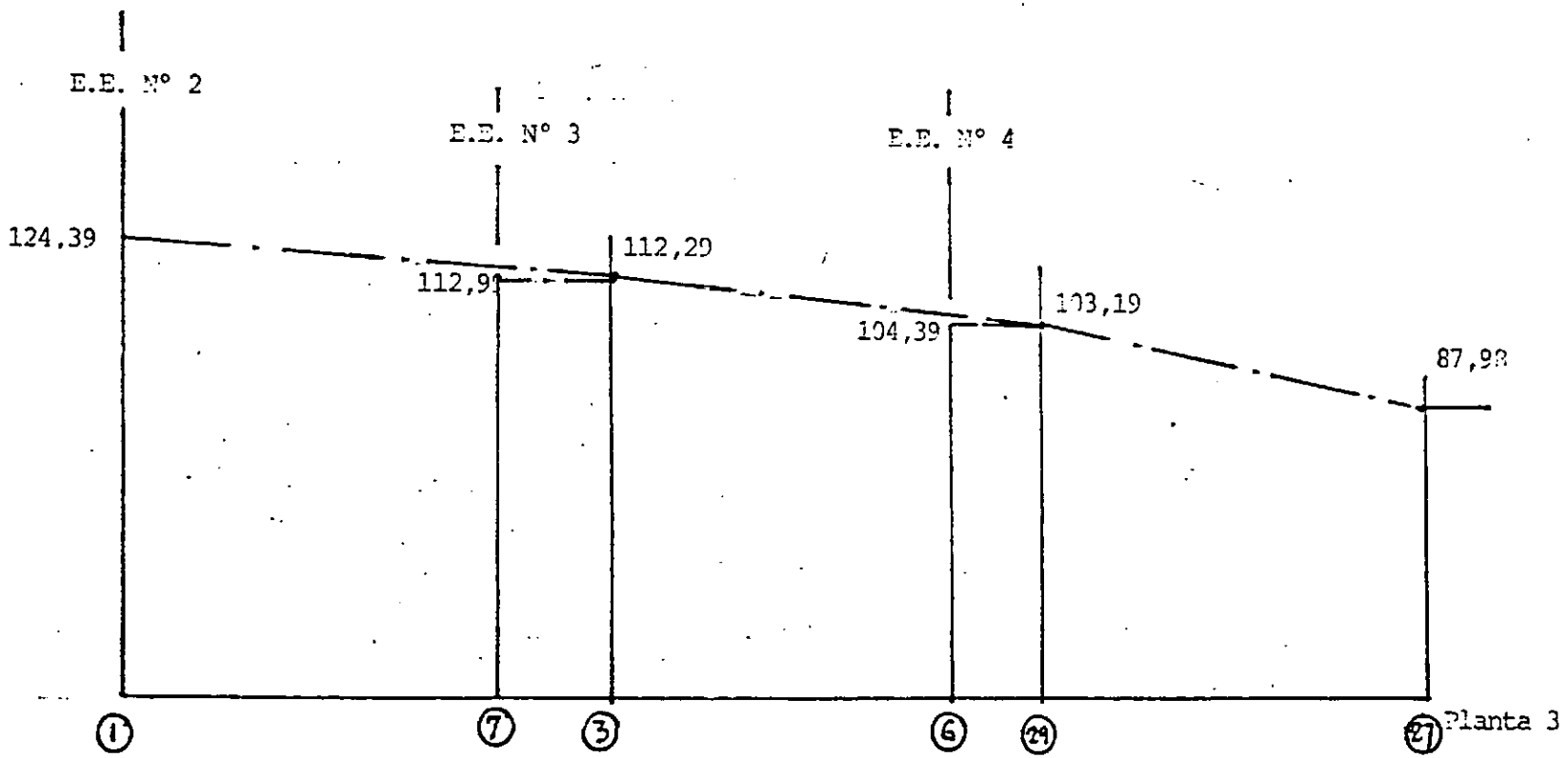
CUADRO DE VALORES

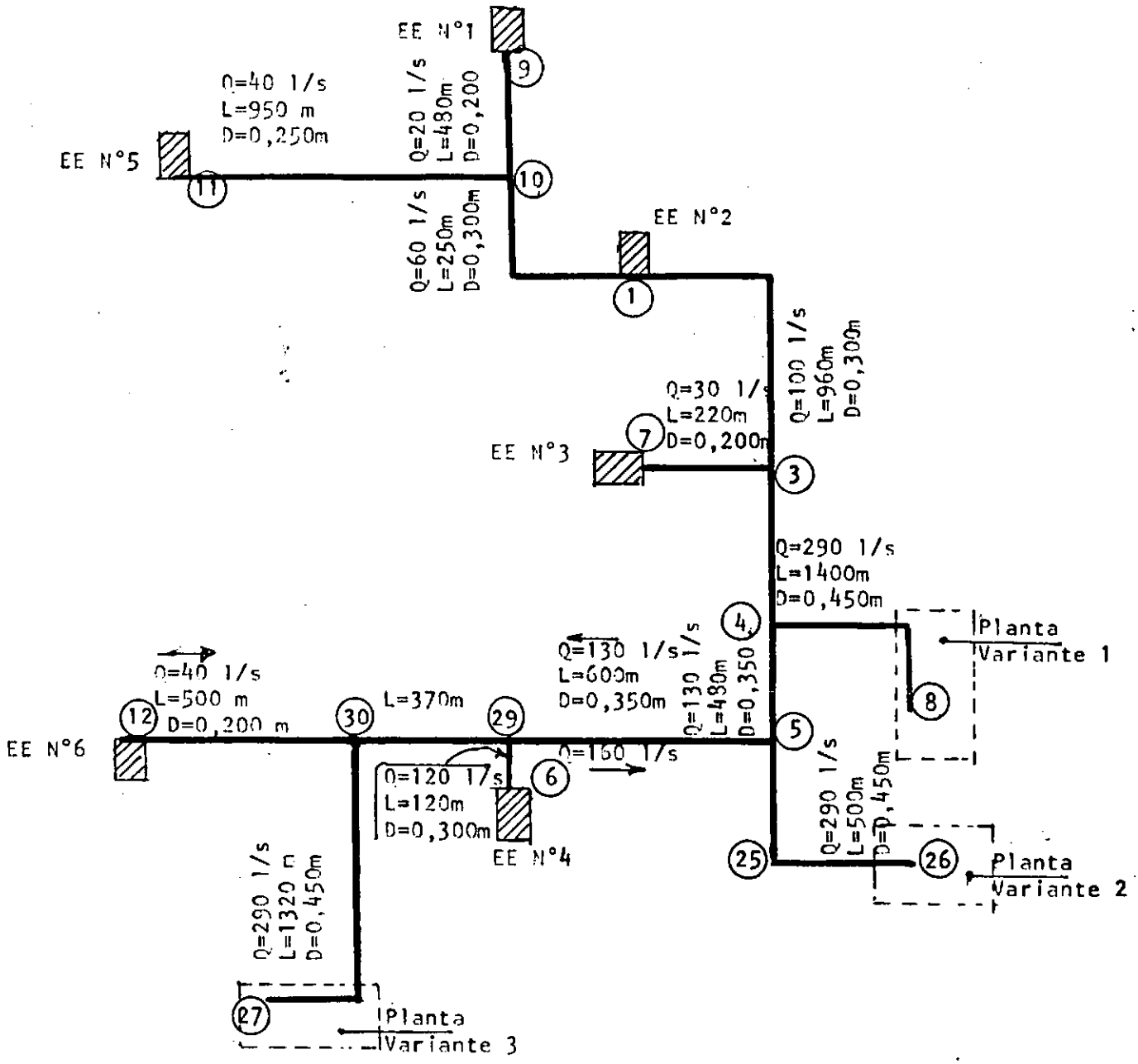
Variante 3 estaciones elevadoras

Tramo	Q L/S	L(m)	D (m)	U (m/s)	j (m/m)	Δh (m)
3-29	140	1300	0,350	1,50	0,0070	9,10
29-27	290	1690	0,450	1,78	0,0090	15,21
3-1	70	1210	0,250	1,50	0,0100	12,10
3-7	70	70	0,250	1,50	0,0100	0,70
6-29	150	120	0,350	1,60	0,0080	1,20
4-8	290	1800	0,450	1,78	0,0090	16,20
4-3	140	220	0,350	1,50	0,0070	1,54
4-6	150	1080	0,350	1,60	0,0080	8,64
3-1	70	1030	0,250	1,50	0,0100	10,30
3-7	70	70	0,250	1,50	0,0100	0,70

Trazado de líneas piezométricas - Variante 2.- Tres Estaciones Elevadoras

Hipótesis: Bombeo simultáneo a Planta 3



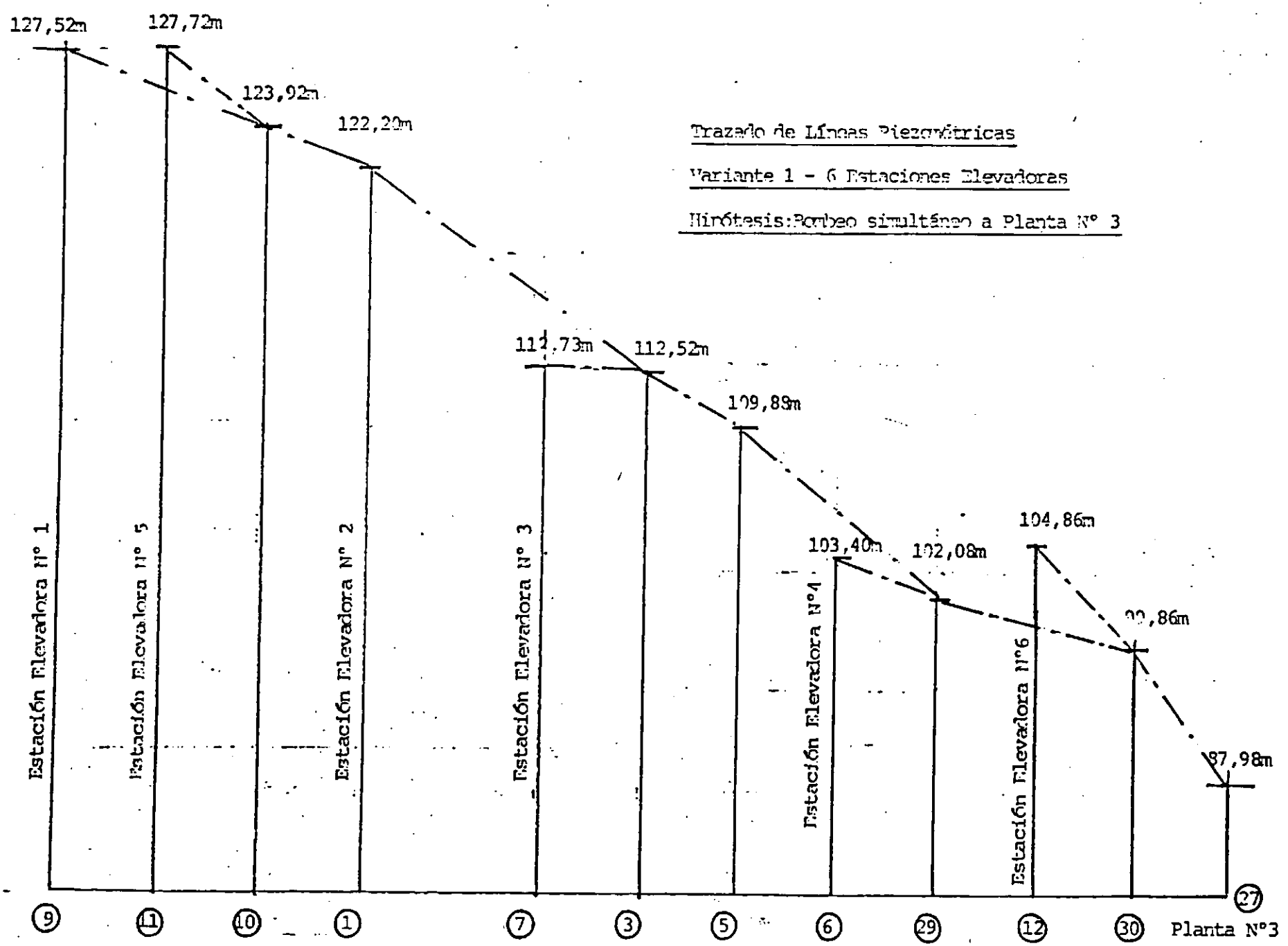


SEIS ESTACIONES ELEVADORAS

CUADROS DE VALORES

Variante 6 estaciones elevadoras

Tramo	Q L/S	L (m)	D (m)	U (m/s)	j (m/m)	Δh (m)
4-8	290	2800	0,450	1,78	0,0090	16,20
4-13	160	1080	0,350	1,68	0,0100	10,80
12-13	40	880	0,200	1,30	0,0110	9,68
13-6	120	120	0,300	1,70	0,0110	1,32
3-4	130	220	0,300	1,72	0,0120	2,64
3-7	30	30	0,200	1,00	0,0070	0,21
3-1	100	1210	0,300	1,42	0,0080	9,68
1-10	60	490	0,300	0,85	0,0035	1,72
10-9	20	480	0,200	0,65	0,0075	3,60
10-11	40	950	0,250	0,82	0,0040	3,80
3-5	130	480	0,350	1,35	0,0055	2,64
26-25	290	1200	0,450	1,78	0,0090	10,80
25-5	290	500	0,450	1,78	0,0090	4,50
27-24	290	800	0,450	1,78	0,0090	7,20
24-25	290	970	0,450	1,78	0,0090	8,73
27-30	290	1320	0,450	1,78	0,0090	11,88
12-30	40	500	0,200	1,30	0,0100	5,00
6-29	120	120	0,300	1,70	0,0110	1,32
5-29	130	600	0,300	1,85	0,0130	7,80
29-30	250	370	0,450	1,58	0,0060	2,22


Trazado de Líneas Piezométricas
Variante 1 - 6 Estaciones Elevadoras
Hipótesis:Bombeo simultáneo a Planta N° 3
127,52m
127,72m
123,92m
122,20m
112,73m
112,52m
109,89m
103,40m
102,08m
104,86m
99,86m
97,98m
Estación Elevadora N° 1
Estación Elevadora N° 5
Estación Elevadora N° 2
Estación Elevadora N° 3
Estación Elevadora N°4
Estación Elevadora N°6
9
11
10
1
7
3
5
6
29
12
30
27
Planta N°3

8. Alimentación de Energía Eléctrica

La presente se refiere a las características generales de las obras necesarias para proveer de energía eléctrica a las Estaciones Elevadoras y Plantas Depuradoras, según las variantes que se han indicado en la documentación respectiva, de acuerdo al desarrollo hidráulico de las redes colectoras.

Al respecto, las normativas y características para la realización de las mismas, contemplan la extensión de las líneas de distribución existentes, desde los puntos de arranque y entrega, mediante el empleo de tendidos aéreos del tipo pesado, con los correspondientes puestos de transformación, y los elementos auxiliares necesarios, de protección y maniobra.

Los puntos de arranque y ubicación de plataformas y/o puestos de transformación y sus potencias previstas, son los que se detallan a continuación:

Para la Variante 1:

Estación elevadora 1 -sita en calle Fontana y Pringles, se previó su empalme local (la línea existente pasa por ella) con un puesto de transformación aéreo de 25 Kva.

Estación Elevadora 2 -sita en Irigoyen y Güemes y Pringles, y puesto de transformación aéreo de 63 Kva.

Estación Elevadora 3 -sita en Ruta Provincial 3 y Misiones, con empalme local y puesto de transformación aéreo de 25 Kva.

Estación Elevadora 4 -sita en San Lorenzo y Antártida Argentina, con punto de toma en La Pampa y 9 de Julio, correspondiéndole un puesto de transformación aéreo de 100 Kva.

Estación Elevadora 5 -sita en Yunk y 25 de Mayo, con punto de toma local, y puesto de transformación aéreo de 63 Kva.

Estación Elevadora 6 -sita en Alberdi y Caacupé, con punto de toma en Alberdi y Corrientes, y puesto de transformación aéreo de 63 Kva.

Para la Variante 2:

Comprende solamente a las Estaciones Elevadoras 2, 3 y 4 manteniéndose las mismas ubicaciones, puntos de toma y potencias, con excepción de la Nº 4 cuyo puesto de transformación pasa a ser subterráneo.

Para alimentar a las Plantas de Tratamiento, se presenta el siguiente esquema:

Variante 1 - El punto de toma, se previó en La Pampa y Ruta 3, con puesto de transformación en cámara de 630 Kva.

Variante 2 - El punto de toma es el mismo que para la variante 1 con puesto de transformación aéreo de 100 Kva.

Variante 3 - El punto de toma, se previó en Alberdi y Corrientes, con puesto de transformación aéreo de 160 Kva.

Los transformadores serán de relación 13,2/0,4 Kv. trifásicos, con neutro rígido a tierra, con las potencias indicadas más arriba, incluyéndose los respectivos elementos de maniobra y protección como se señalara.

En todos los casos, se previó la llegada en baja tensión, hasta los respectivos gabinetes de medición, sin incluir a los mismos.

CUADROS DE POTENCIAS

A: ESTACIONES ELEVADORAS

Nº	VARIANTE 1		VARIANTE 2	
	Pot. req. 1ª etapa	Potencia transform.	Pot. req. 1ª etapa	Potencia transform.
1	16 Kw.	25 Kva.	---------	---------
2	22 Kw.	63 Kva.	50 Kw.	63 Kva.
3	16 Kw.	25 Kva.	40 Kw.	63 Kva.
4	65 Kw.	100 Kva.	70 Kw.	100 Kva.
5	25 Kw.	63 Kva.	---------	---------
6	25 Kw.	63 Kva.	---------	---------

B: PLANTAS DE TRATAMIENTO

T I P O S	POTENCIA REQUERIDA 1ª ETAPA	POTENCIA TRANSFORMADOR
VARIANTE 1 (AIREADA)	500 Kw.	630 Kva.
VARIANTE 2 (FACULTATIVA)	60 Kw.	100 Kva.
VARIANTE 3 (IMHOFF)	130 Kw.	160 Kva.

El Plano Nº 30 ilustra sobre el tendido de líneas aéreas, sus empalmes con la red existente, y la ubicación de las estaciones transformadoras.

9. Defensa del Sistema Cloacal contra las inundaciones

Aspectos Hidráulicos

En la presente etapa del estudio, se han completado el anteproyecto de las redes de desagües cloacales, las estaciones elevadoras, como así también la planta de tratamiento, con sus correspondientes alternativas de ubicación.

Dentro de este marco de referencia, se han definido las acciones a tomar en cuenta para la protección de las obras proyectadas contra el efecto de las inundaciones por lluvia, cuya descripción se realizó en etapas anteriores.

a) Planta de Tratamiento

Se han proyectado tres ubicaciones alternativas de la planta de tratamiento de efluentes, cuyas ubicaciones se muestran en los planos correspondientes

El diseño propio de la planta de tratamiento, establece un cota de coronamiento de los terraplenes perimetrales de 82,40, superior a 82,10 (IGM), que es la cota adoptada para la protección de la ciudad de Pirané, con lo cual el sistema de tratamiento está fuera de peligro de ser superado por las aguas de inundación. En la zona correspondiente a la vivienda y obras complementarias, se ha tenido la precaución de sobreelevar los mismos a la misma cota 82,40.

Para complementar este diseño se ha contemplado la sobreelevación (a cota 82,10) de los caminos de acceso a la planta - en cada una de las ubicaciones alternativas - a fin de asegurar dicho acceso en forma permanente.

En la Alternativa Nº 1, ubicada en la zona del Matadero, se sobreeleva la calle Carlos Pellegrini, desde la ruta Nº 3 hacia el este.

En la Alternativa Nº 2 se sobreeleva la calle Leandro Alem.

En la Alternativa Nº 3, ubicada al sur de la ciudad se altea la calle 9 de Julio, hacia el sur hasta llegar a la planta.

La sección típica se muestra en el plano 32 y comprende un terraplén de suelo compactado con taludes 1,5 en 1, y un ancho de coronamiento de 8 m.

b) Terraplén de protección a la ciudad de Pirané

Actualmente la Dirección Provincial de Hidráulica, ha llevado a cabo la obra de protección, completándolo hasta la calle Balbín, al sur, donde las cotas naturales son relativamente altas.

No obstante debe tenerse en cuenta que, sobre dicha

calle Balbín, existen a partir de la calle San Martín y hacia el este niveles menores a 82,10, razón por la cual, para mantener el mismo grado de seguridad que en el resto del perímetro protegido, se recomienda sobreelevarla hasta la calle Pringles y por ésta circunscribir la zona servida por la red, hasta llegar a la ruta Nº 3. (Plano N°34)

c) Ruta Nº3

Si bien la ruta Nº 3 sirve como endicamiento de protección para la ciudad, existen puntos con niveles un poco inferiores a 82,10 que deberían protegerse con pequeños terraplenes ubicados sobre el lado este, y que puedan alcanzar la cota mencionada de protección.

Otro tema que se desa destacar, es el tratamiento de las alcantarillas existentes en la ruta Nº 3, que podrían permitir el reflujo de las aguas en condiciones de crecidas. Para completar la protección se recomienda la construcción de cierres con compuertas en la zona de las alcantarillas, que permitan el desagüe natural de las aguas en condiciones normales, y a la vez puedan ser cerradas en aguas altas.

d) Futura ampliación de la red.

En el presente proyecto de la red de desagüe cloacal, se han incorporado áreas futuras de ampliación, una de ellas ubicada en el extremo sur de la ciudad hasta la calle que sirve de límite a la planta de tratamiento de la alternativa

3 de emplazamiento, desde la calle Balbin hasta la ruta Nº 3. Y la segunda corresponde a la franja al este de la ruta Nº 3, hasta la calle paralela a la misma ruta ubicada a una distancia aproximada de 450 m.

En este caso de ampliación de la red deberá preverse la extensión de la protección contra inundaciones, por la calle Venezuela hasta el límite sur mencionado, luego paralelamente a la calle Balbín (900 m al sur) hasta circunscribir la zona servida, siguiendo por la ruta Nº 3, y luego por la paralela, ubicada a 450 m al este de la ruta, hasta llegar al norte, al terraplén del ferrocarril.

e) Estación de bombeo Nº 3.

Dentro del área protegida de la ciudad de Pirané, existen zonas, ubicadas especialmente al sureste de la ciudad, cuyo desagüe es dificultoso debido a la distancia que las separa de las estaciones existentes.

En tal sentido se recomienda la ejecución de una tercera estación de bombeo, ubicada en las cercanías de la calle Santa Rosa de Lima y la ruta Nº 3.

Dado que se piensa en una posible ampliación de la ciudad hacia el sur y el este, como se mencionara más arriba, se piensa que la ubicación podría estar sobre la futura ampliación de la defensa contra inundaciones,

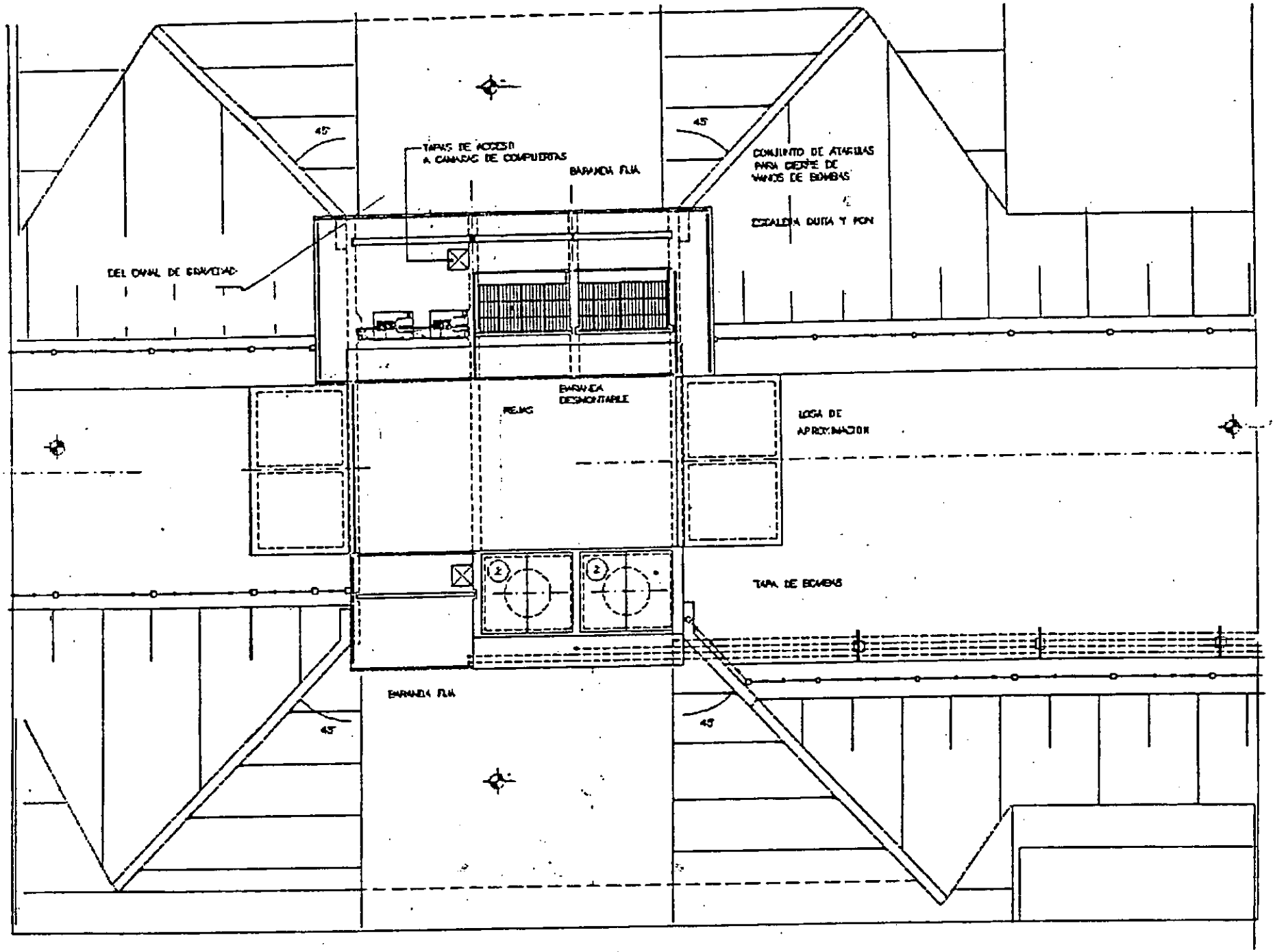
mencionada en el párrafo anterior, y la misma calle Santa Rosa de Lima.

A tal efecto, se presentó a modo de esquema el diseño de una planta tipo de bombeo, adaptada a las condiciones de Pirané, y que podría recomendarse también para reemplazar a las existentes, cuyo estado actual es sumamente precario.

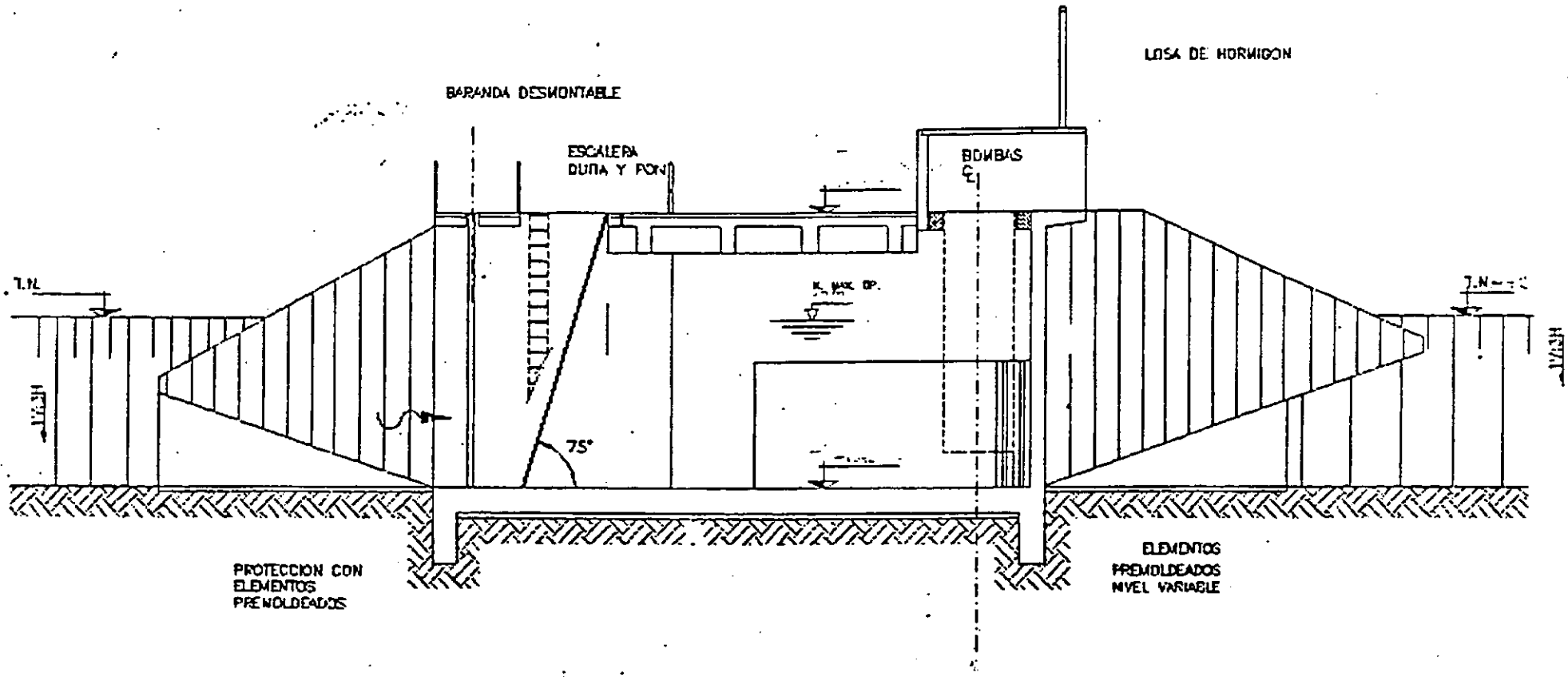
Descripción de la estación de bombeo: La estructura de la obra básica es de hormigón armado, y consta de una zona de descarga por gravedad para ser utilizada la mayor parte del tiempo, cuando las condiciones de aguas bajas lo permitan.

Adosada a la parte de gravedad, se diseñaron dos cámaras o pozos de bombas para ubicar bombas con motor sumergido, de fácil reemplazo y mantenimiento. Los caudales instalados se estimaron en 0,9 m3/SEG. En la zona de aducción a las bombas se ubicaron rejas con una inclinación de 75°, para facilitar su limpieza.

La estructura de hormigón se completa con muros de ala que permiten la transición a los taludes adyacentes.


45°
TAPAS DE ACCESO
A CAMARAS DE COMPUERTAS
BARANDA FIJA
45°
CONJUNTO DE ATAGUIAS
PARA DIQUE DE
VANOS DE BOMBAS
ESCALERA QUITA Y PON
DEL CANAL DE GRAVEDAD
BARANDA
DESMONTABLE
REJAS
LOSA DE
APROXIMACION
TAPA DE BOMBAS
BARANDA FIJA
45°
45°

PIRANE – EST. DE BOMBEO



CORTE

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CIUDAD DE PIRANE

PROVINCIA DE FORMOSA

DESAGÜES CLOACALES

PLANTA DE TRATAMIENTO

MEMORIA DE CALCULOS ESTRUCTURALES

10. CALCULOS ESTRUCTURALES

INTRODUCCION

A continuación se presentan los cálculos de algunas estructuras principales de la planta de tratamiento de desagües cloacales de la Ciudad de Pirané, Provincia de Formosa.

Las normas a utilizar serán CIRSOC 201/ACI 318/ DIN 1045.

El hormigón armado será de las siguientes características:

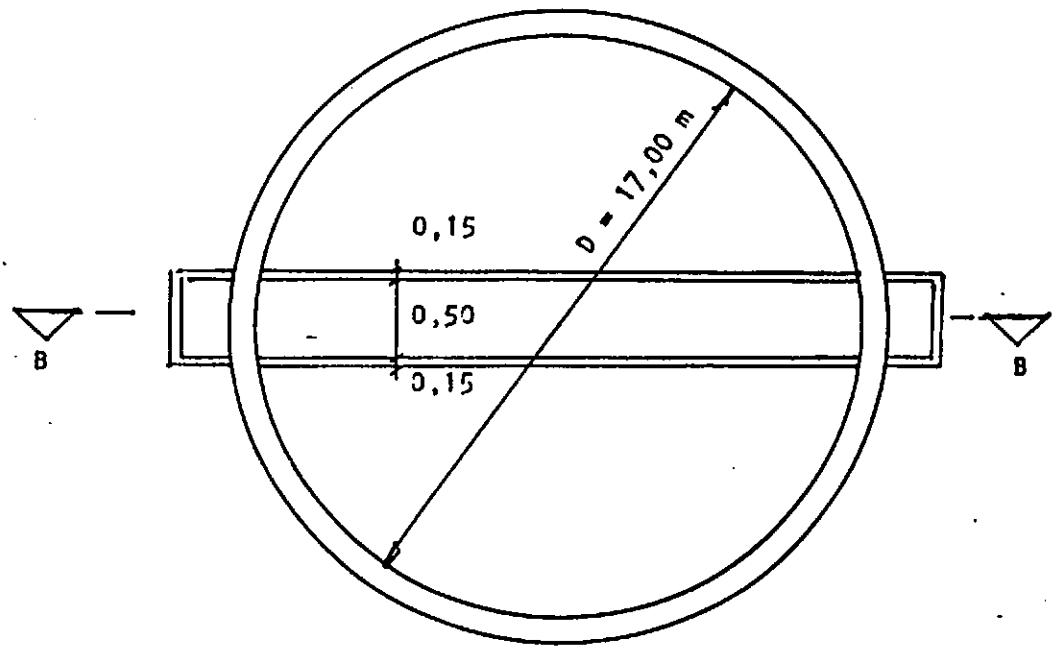
- Clase H3, tipo H17, tensión característica: $\sigma'bk = 170$ kg/cm².
- Contenido mínimo de cemento: 270 kg/m3
- Cemento tipo: ARS (Alta resistencia a los sulfatos)
- Aditivo incorporador de aire: N 4.5% en peso
- Recubrimiento mínimo de armaduras:
  - 4 cm. (elementos en contacto con el suelo)
  - 3 cm. (demás elementos estructurales)
- Armaduras:
  - barras de acero conformado, tipo III, dureza natural
  - tensión de fluencia: $\beta s = 4200$ kg/cm²
  - mallas de acero soldadas

Se pretende con esto un hormigón de mayor impermeabilidad, con control de fisuración, y menor posibilidad para la corrosión de las armaduras.

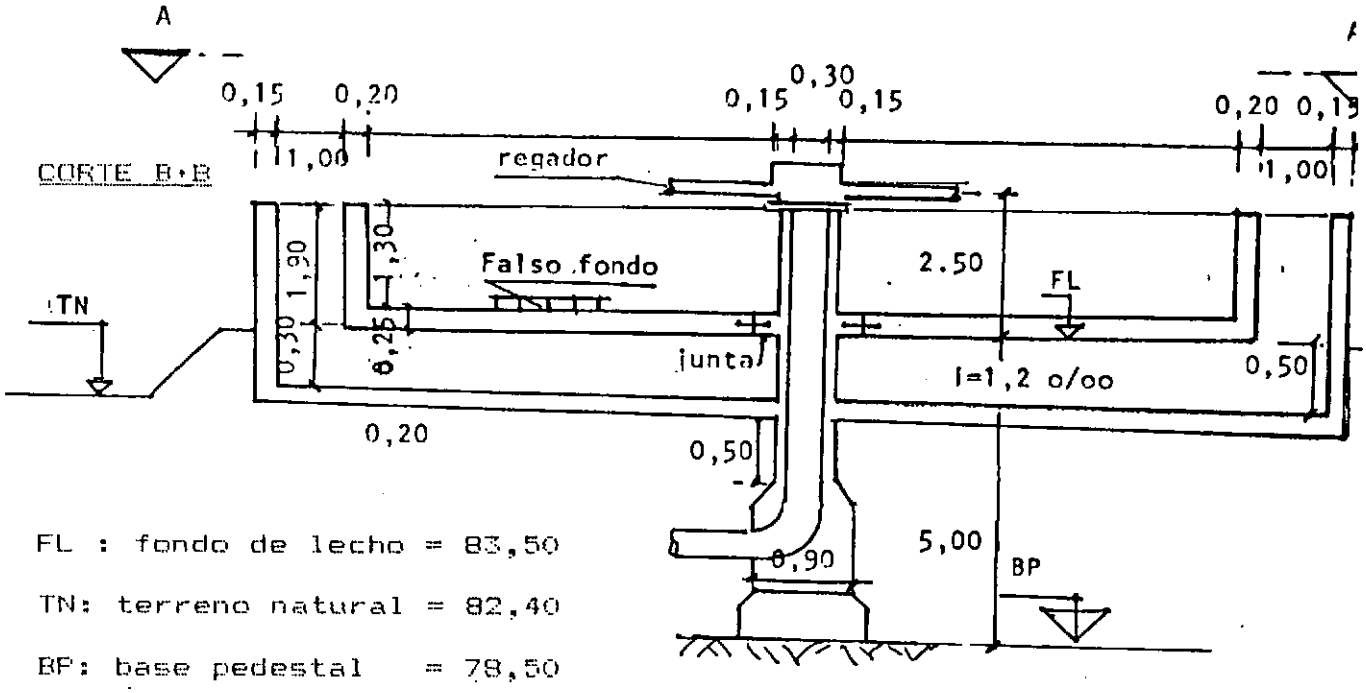
Bajo los elementos en contacto con el suelo se colocará un hormigón de limpieza, e = 5 cm.

LECHO PERCOLADOR

PLANTA A - A



Croquis fuera de escala. Dimensiones en metros.



FL : fondo de lecho = 83,50

TN: terreno natural = 82,40

BP: base pedestal = 78,50

Croquis fuera de escala. Dimensiones en metros.

<u>Fondo de lecho</u> (e = 0,25 m)

- Análisis de carga

Agua + piedra	1.8 t/m3 * 1.55 m =	2.79 t/m²
Losa de fondo	2.4 t/m3 * 0.25 m =	0.60 t/m²
Falso fondo	2.4 t/m3 * 0.10 m =	0.24 t/m²
		3.63 t/m²

0.36 kg/cm² : Apoyo directo sobre suelo seleccionado compactado.

- Armadura

Mínima 2.5 cm²/m, en cada dirección, ambas caras por fisuración se adopta: # ϕ 10 c/15, cada cara.

<u>Tabique</u> (e = 0,20 m.)

- Solicitación: T_φ = tracción circunferencial

T_ψ = p * R = presión * radio

T_ψ máx. = agua = (1.90 - 0.25) m * 1 t/m3 * 17 m/2 = 14.03 t/m

T_ψ máx. = suelo = (KA * p suelo vertical) * R

p/ ϕ = 30° KA = Tg^2 (45 - ϕ/2) = 0.33

T_ψ máx. suelo = 0.33 * 1.30 m * 1.8 t/m3 * 17 m/2 = 6.63 t/m

T_ψ máx. total = 14.03 + 6.63 = 20.66 t/m

- Armadura

Horizontal (circun ferencial)

Se considera la tensión de trabajo del acero N90% de tensión admisible, para el control de la fisuración.

$Fe = \frac{20.66\ t/m^2}{2.2\ t/cm^2} = 9.40\ cm^2/m$ 4.69 cm^2/m c/cara

Vertical

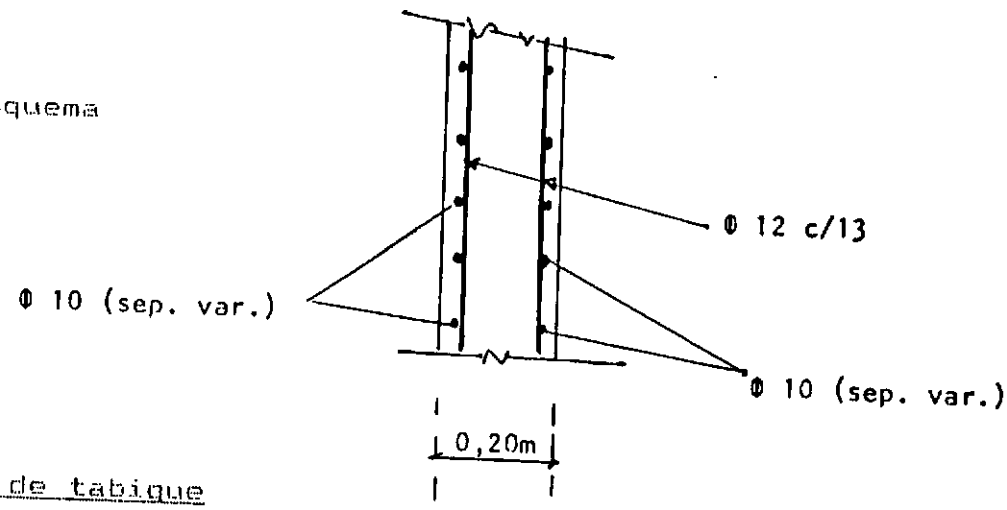
ϕ 10 c/15 ambas caras (1,00 m inferior)
ϕ 10 c/20 ambas caras (0,90 m superior)

Se considera el tabique empotrado en la losa de fondo, armadura mínima cada cara 4o/oo

$\frac{4}{1000}$ * 20 cm * 100 cm = 8 cm^2/m

ϕ 12 c/13 c/cara

- Esquema



Base de tabique

- Carga

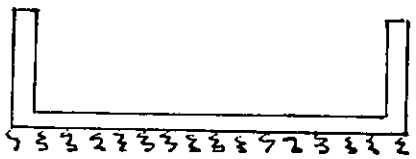
1.90 m * 2.4 t/m3 x 0.20 m = 0.91 t/m

Tensión de fondo

$$\frac{0.91\ t/m}{0.20\ m} = 4.56\ t/m^2$$

0.46 kg/cm² : apoyo directo sobre suelo seleccionado compactado.

- Esquema estático considerado:



Apoyo sobre solera elástica

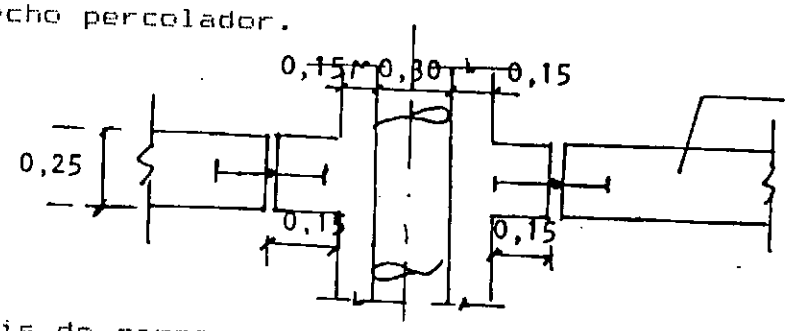
Se observa que la tensión bajo la losa de fondo y el tabique son del mismo orden.

Canaleta

- losa de fondo: armadura # ϕ 10 c/15 c/cara
- Tabiques (e = 0.15 m): armadura # ϕ 10 c/15 c/cara

Base pedestal

- Esquema estático considerado: columna independiente, con junta impermeable al atravesar la losa de fondo del lecho percolador.



WS 022 0 similar

- Análisis de carga

Brazo regador (con agua, caño e = 1/8")

= 28.7 kg/m * 17 m ≅ 0.50 t

Estructura de sostén (estimado) = 0.50 t

Peso propio H° (60*60): 3m * 0.60m² * 2.4 = 2.60 t

Peso propio H° (90*90): 4m * 0.90m² * 2.4 = 7.78 t

11.40 t

σ_{adm} (del orden de σ trabajo para el lecho perc.) = 0.50 kg/cm²

$$\text{Sup. base} = \frac{P}{\sigma_{adm}} = \frac{11.40\ t}{0.50\ kg/cm^2} = 22{,}744\ cm^2 = 150 * 150$$

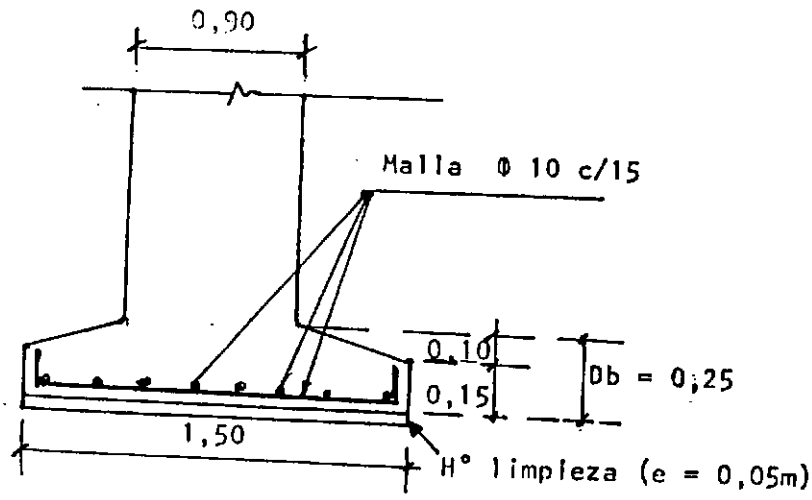
- Armadura

$$hb = \frac{1.50 - 0.90}{3} = 0{,}20\ m + \text{recubr.} = Db = 0{,}25\ m$$

$$M = 0.30\ m * 5\ t/m^2 * 1.50 * \frac{0.30\ m}{2} = 0.34\ tm$$

Se adopta # Φ 10 c/15

- Esquema

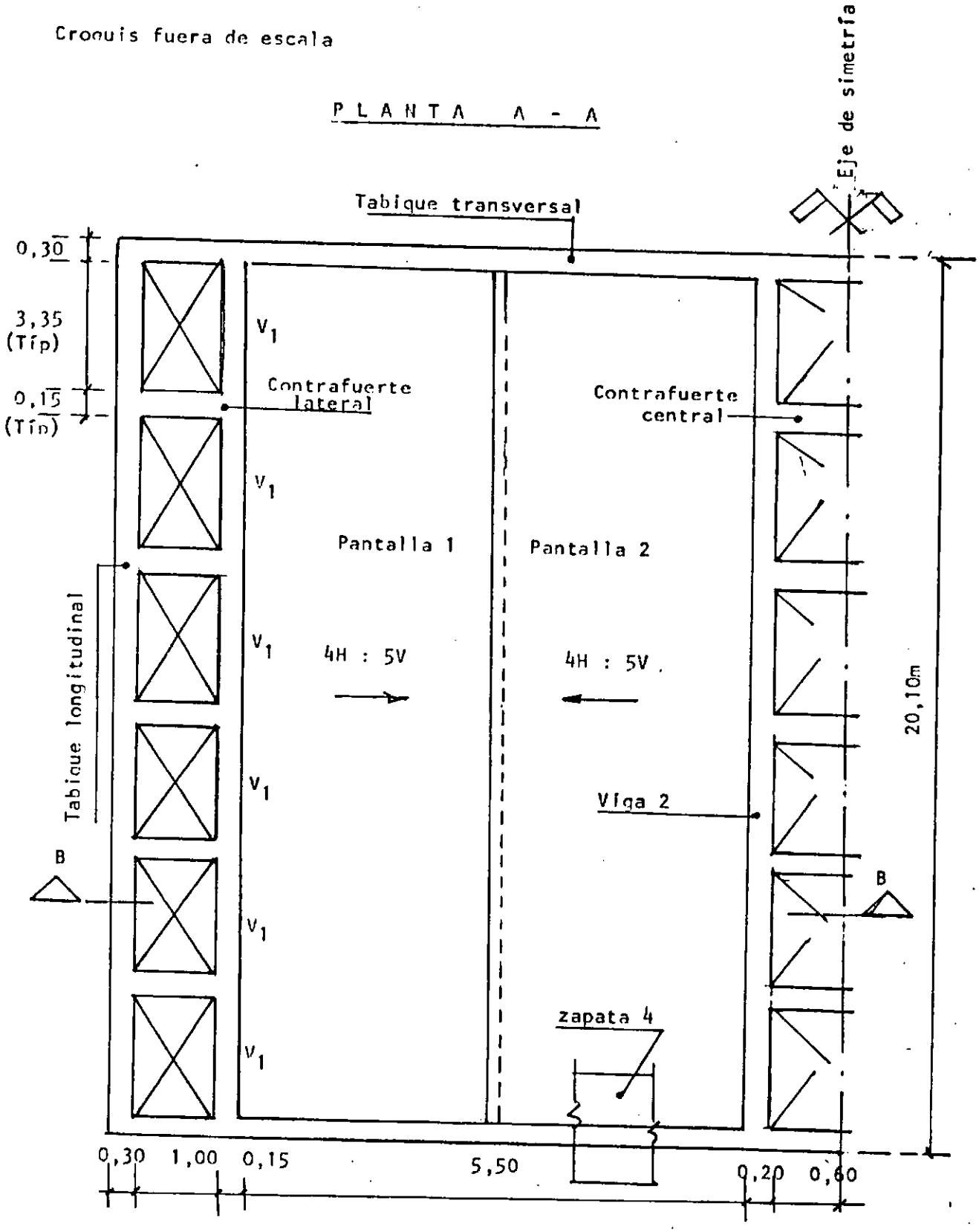


TANQUE IMHOFF

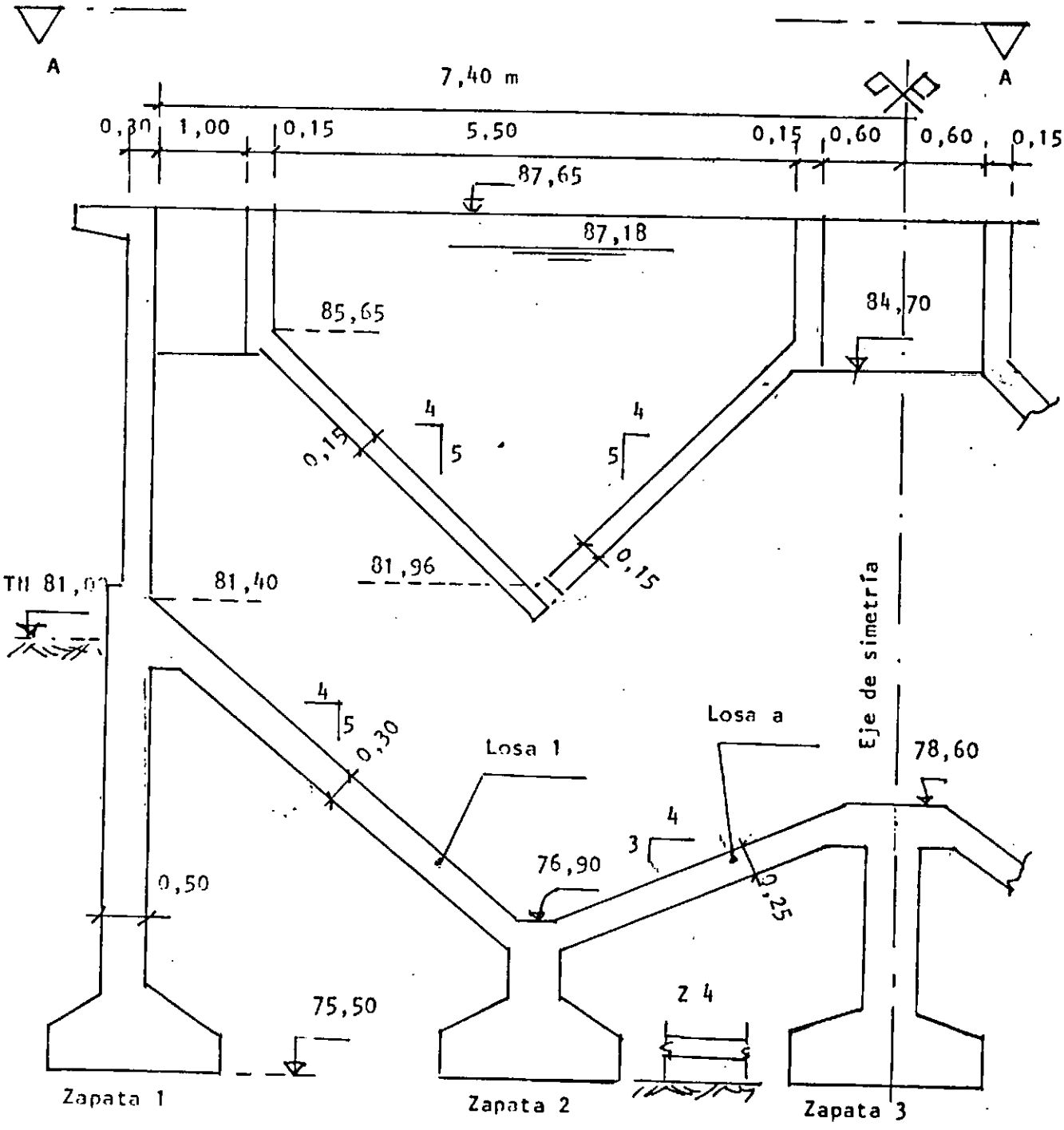
PLANTA A.A

Croquis fuera de escala

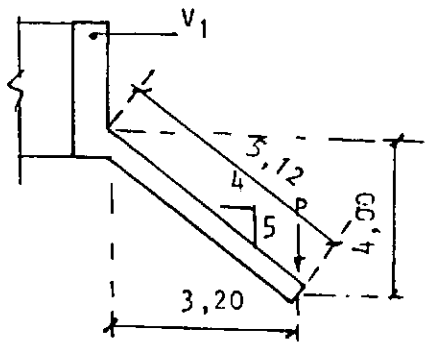
PLANTA A - A



C O R T E B - B


A
A
7,40 m
0,30
1,00
0,15
5,50
0,15
0,60
0,60
0,15
87,65
87,18
85,65
84,70
4
5
4
5
0,15
0,15
81,96
81,40
TN 81,00
Eje de simetría
4
5
0,30
Losa 1
Losa a
78,60
4
3
76,90
0,25
0,50
75,50
Z 4
Zapata 1
Zapata 2
Zapata 3

Pantallas 1 y 2 (c = 0.15m)



P=80 kg

(persona trabajando en reparaciones)

Estado más desfavorable:

. tanque vacío

- Cargas

g= 0.15 m * 2.4 t/m3 = 0.36 t/m²

- Solicitaciones

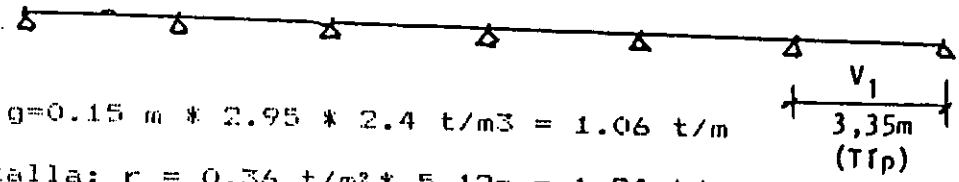
$$M_{máx} = 0.36\ t/m^2 * \frac{(5.12m)^2}{2} + 0.08\ t * 3.20\ m = 4.97\ tm/m$$

- Armadura

$$Fe = \frac{4.97}{0.85*0.13*2.4} = 18.76\ cm^2/m = \phi 16\ c/11\ \text{superior}$$

Repartición superior: 20% = 3.74 cm²/m = ϕ 10 c/20

Viga 1: 15/295



- Cargas

peso propio: g=0.15 m * 2.95 * 2.4 t/m3 = 1.06 t/m

reacción pantalla: r = 0.36 t/m² * 5.12m = 1.84 t/m

qT = 2.90 t/m

- Solicitaciones

$$M+ = qT * \frac{l^2}{24} = 2.90\ t/m * \frac{(3.35m)^2}{24} = 1.36\ tm$$

$$M- = qT * \frac{l^2}{12} = 2.90\ t/m * \frac{(3.35m)^2}{12} = 2.72\ tm$$

en extremo

$$M- = qT * \frac{l^2}{8} = 2.90\ t/m * \frac{(3.35\ m)^2}{8} = 4.07\ tm$$

- Armadura

$$Fe\ min = \frac{1.4}{1.000} * 15\ cm * 295\ cm = 6.2\ cm^2\ c/cara$$

3 ϕ 16

Para suspensión de la pantalla:

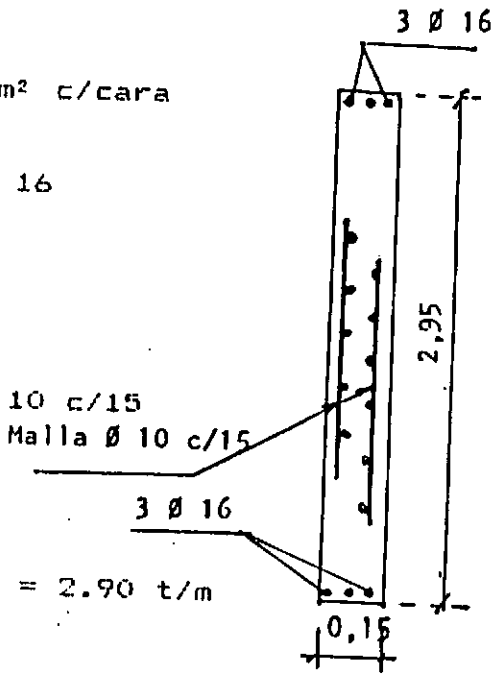
$$Fe = \frac{1.84\ t/m}{2.4\ t/cm^2} = 0.77\ cm^2/m$$

ϕ 10 c/15

Malla Ø 10 c/15

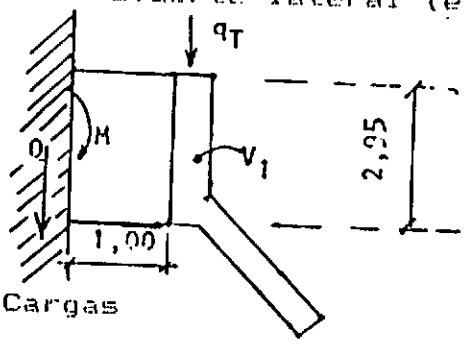
3 Ø 16

qT = 2.90 t/m



- Esquema

Contrafuerte lateral (e = 0.15 m)



- Cargas

peso propio: g = 2.95 m * 0.15 m * 2.4 t/m3 = 1.06 t/m

reacción V1: r = 2.90 t/m * 3.35 m = 9.72 t

$Q = 1.06\ t/m * 1m + 9.72\ t = 10.80\ t$

$M = 1.06\ t/m * \frac{(1m)^2}{2} + 9.72\ t * 1m = 10.25\ tm$

(Q y M son las acciones sobre tabique longitudinal)

- Armadura

Como ménsula corta:

$z = \frac{9.72\ t}{2.85\ m} * 1m = 3.4\ t$

$Fe = \frac{3.4\ t}{2.4\ t/cm^2} = 1.42\ cm^2$

$Fe\ mín = \frac{1.4}{1.000} * 15\ cm * 2.95\ cm = 6.2\ cm^2$ c/cara

3 ϕ 16

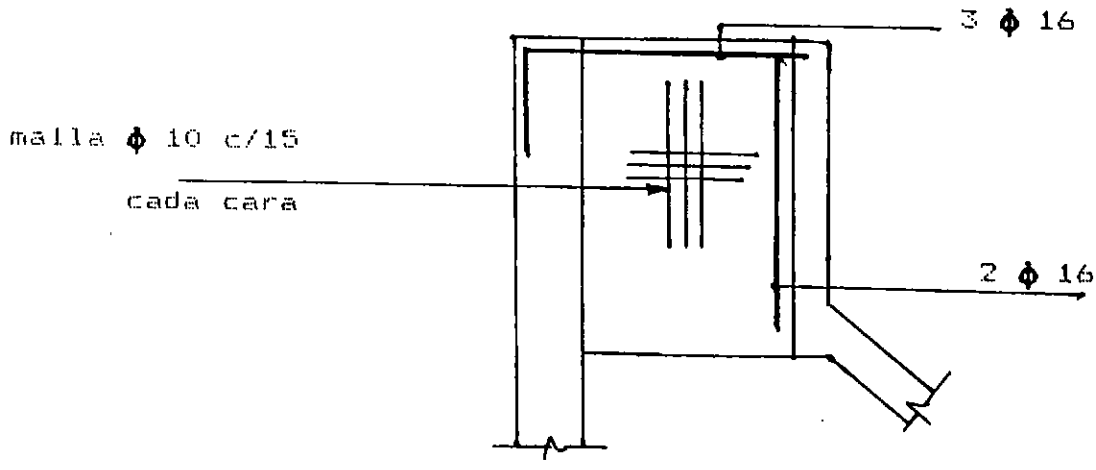
Armadura de suspensión

$As = \frac{9.72\ t}{2.4\ t/cm^2} = 4.05\ cm^2 \Longrightarrow 2\ \phi\ 16$

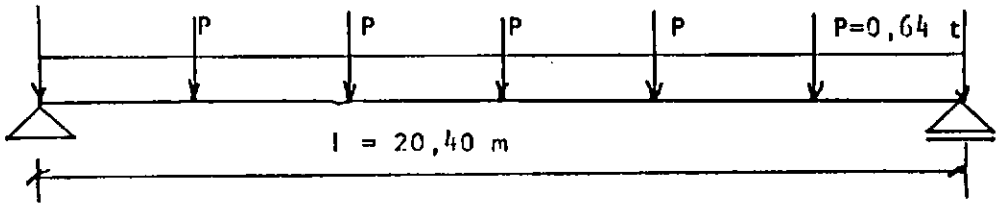
Repartición

ϕ 10 c/15 c/cara

- Esquema



Viga 2: 15/295



- Cargas

peso propio:

$$g = 0.15\ m * 2.95\ m * 2.4\ t/m3 \quad = 1.06\ t/m$$

reacción pantalla:

$$r = 0.36\ t/m^2 * 5.12\ m \quad = 1.84\ t/m$$

½ contraf. central:

$$q = 0.15\ m * 2.95\ m * \frac{1.20\ m}{2} * 2.4 = 0.64\ t/m$$

$$QT = 2.90\ t/m$$

$$P = 0.64\ t\ c/\ 3.35\ m$$

- Solicitaciones

Reacción en tabique transversal

$$2.90\ t/m * \frac{20.40\ m}{2} + 0.64\ t * \frac{5}{2} = 31.2\ t$$

$$MmAx = 2.90\ t/m * \frac{(20.40)^2}{8} + 0.19\ t/m * \frac{(20.40)^2}{8} = 160.80\ tm$$

- Armadura

$$Fe = \frac{160.80\ tm}{0.85 * 2.85\ m * 2.4\ t/cm^2} = 27.65\ cm^2$$

⟹ 9 ϕ 20 (inferior, distribuidos en 3 capas)

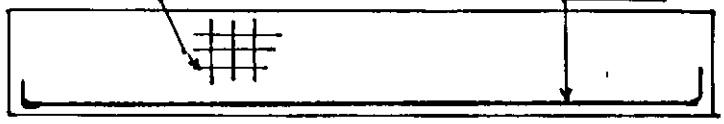
Se adopta como espesor para V2: 0.20 m

- Corte

$$\tau = \frac{31.200\ kg.}{0.85 * 285\ cm * 20\ cm} = 8.6\ kg/cm^2$$

- Esquema

malla ϕ 10 c/15 ambas caras 9 ϕ 20 (tres capas)



Contrafuertes centrales (e = 0.15 m)

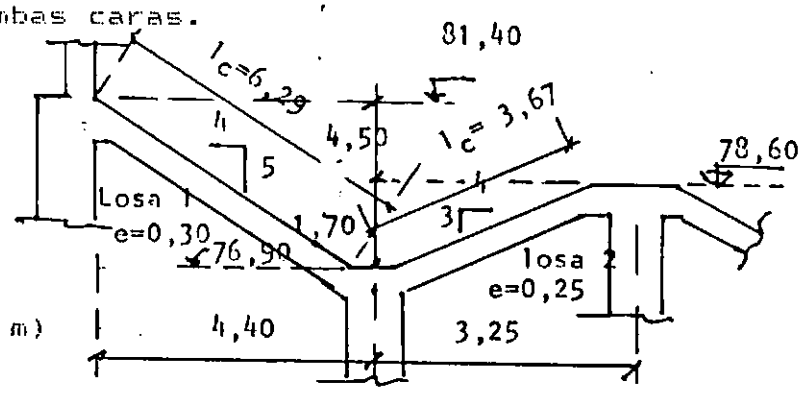
Se los considera elementos de vinculación entre las dos vigas V2.

- Armadura adoptada:

(Repartición y control de fisuración)

ϕ 10 c/15, ambas caras.

Losas



Losa 1 (e = 0.30 m)

- Cargas

peso propio: g = 0.30 m * 2.4 t/m3 = 0.72 t/m²

sobrecarga: nivel máximo agua, sobre punto medio:

$$p = 1\ t/m3 * (87.18 - 76.90 - \frac{4.50}{2})\ m = 8.03\ t/m^2$$

qT = 8.75 t/m²

- Solicitaciones

$$M+(tramo) = M-(borde) = qT * \frac{l^2}{16} = 8.75\ t/m^2 * \frac{(6.29\ m)^2}{16}$$

M+ = M- = 21.64 tm/m

Reducción del momento en la cartela:

$$\frac{6.29\ m/2}{0.5\ m} = \frac{qT * l^2/8}{?\ M} == \Delta M = 6.88\ tm/m$$

- Armadura

$$Fe+ = \frac{21.64 \text{ tm/m}}{0.85 * 0/27 \text{ m} * 2.4 \text{ t/cm}^2} = 39.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\Longrightarrow$ ϕ 20 c/9 (inferior) $\Longrightarrow$ verificar sep. = 9 cm.

La adopción de esta separación es válida pues se cumple que: 2.5 $\phi \leq$ separación

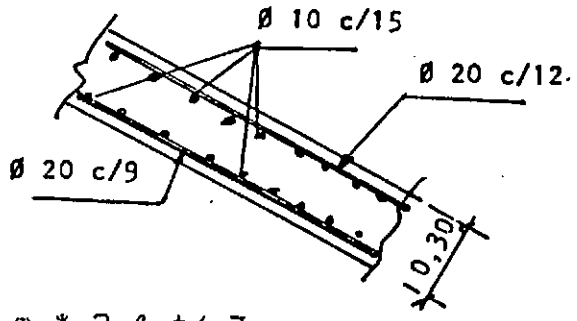
2.5 ϕ = 2.5 * 2 cm = 5 cm $\leq$ 9 cm = sep

$$Fe- = \frac{14.76 \text{ tm/m}}{0.85 * 0.27 \text{ m} * 2.4 \text{ t/cm}^2} = 26.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\Longrightarrow$ ϕ 20 c/12 (superior)

Repartición: ϕ 10 c/15, ambas caras

- Esquema



Losa 2

- Cargas

Peso propio: g = 0.25 m * 2.4 t/m3 = 0.60 t/m²

Sobrecarga: nivel máximo agua, sobre punto medio:

$$p = 1 \text{ t/m3 } (87.18 - 76.90 - \frac{1.70}{2})\text{m} = 9.43 \text{ t/m}^2$$

qT = 10.03 t/m²

- Solicitaciones

$$M+ - M- = qT * \frac{l^2}{16} = 10.03 \text{ t/m}^2 * \frac{(3.67 \text{ m})^2}{16} = 8.44 \text{ tm/m}$$

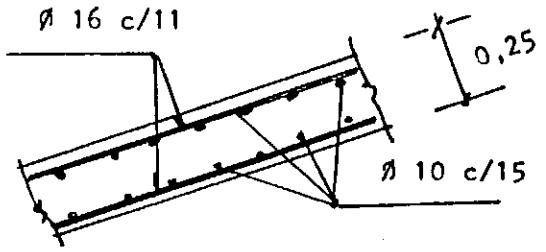
- Armadura

$$Fe+ = Fe- = \frac{8.44 \text{ tm/m}}{0.85 * 0.22 \text{ m} * 2.4 \text{ t/cm}^2} = 18.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\Longrightarrow$ ϕ 16 c/11 , inferior y superior

Repartición: ϕ 10 c/15, ambas caras

- Esquema



<u>Tabique longitudinal</u> (esup = 0.30 m; einf = 0.50 m)

Q = 10.78 t

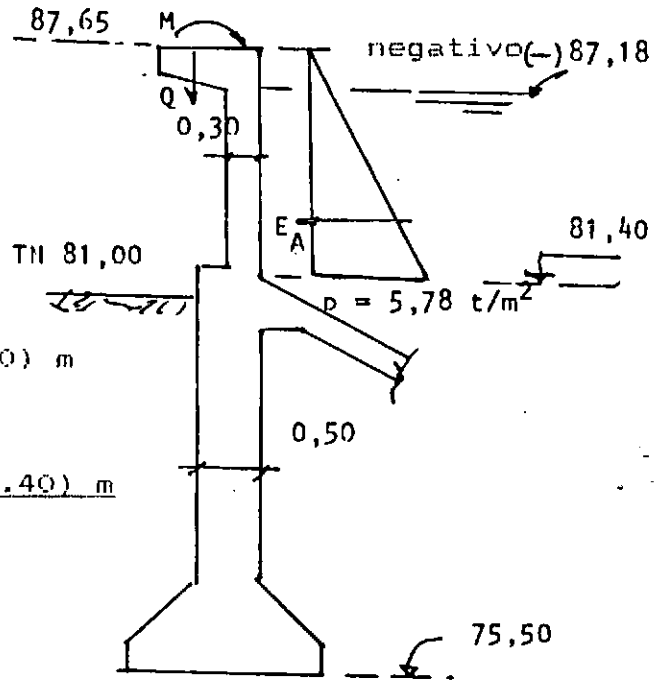
M = 10.25 tm

(ver hoja 14)???

convención para signo

momentos: horario:

negativo(–)



- Cargas

$EA = p * \frac{h}{2}$

$p = \gamma * h$

p = 1 t/m3 * (87.18 – 81.40) m

p = 5.78 t/ m²

$EA = 5.78\ t/m^2\ \frac{(87.18 - 81.40)\ m}{2}$

EA = 16.70 t/m

- Sector superior

$M_{máx} = -\frac{10.255\ tm}{3.35\ m} + 16.70\ t/m\ \frac{(87.18 - 81.40)m}{3} = +29.12\ \frac{tm}{m}$

$Fe\ interna = \frac{29.12\ tm/m}{0.85 * 0.27\ m * 2.4\ t/cm^2} = 52.9\ cm^2/m$

==> ϕ 20 c/12, dos capas

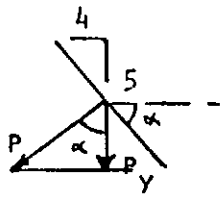
En el tramo superior de este sector se disminuirá al 50% la armadura, pues las solicitaciones son menores.

De todos modos, esta es una hipótesis conservadora, al no haberse considerado la precompresión por peso propio y la causada por la fuerza normal Q.

- Sector inferior

ΔM = MTab. - Mlosa1 = 29.12 tm/m - 21.64 tm/m = 7.5 tm/m

reacción de Losa 1 en tabique:



α = arc tg 4/5

α = 51.34°

$$P = 8.75\ t/m^2 * \frac{6.29\ m}{2} = 27.51\ t/m$$

$$Py = P * \cos\alpha = 27.51\ t/m * \cos 51.34° = 17.18\ t/m$$

Carga vertical máxima:

$$Pmáx = \frac{10.8\ t}{3.35\ m} + (87.65 - 81.40)\ m * 0.30\ m * 2.4\ t/m3 +$$

$$+ (81.40 - 75.50)\ m * 0.50\ m * 2.4\ t/m3 + 17.18\ t/m$$

Pmáx = 31.98 t/m

$$\sigma b = \frac{31.98\ t/m}{0.50\ m} = 63.96\ t/m^2 \implies 6.3\ kg/cm^2$$

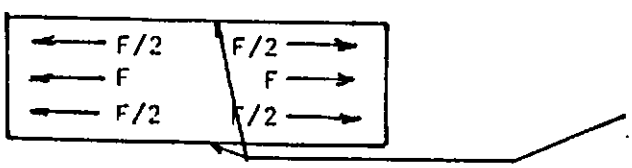
M = ?M = 7.5 tm/m

Armadura mínima para tabique:

Fe = 8 o/oo * 50 cm * 100 cm = 40 cm², ambas caras

⟹ ϕ 20 c/15, cada cara, vertical

- Armadura horizontal



Esquema: planta general

Tabiques longitudinales

$$Fmedia = (87.18 - 81.00)m * 14.8m * 1t/m3 * \frac{(87.18 - 76.90)m}{2}$$

Fmedia = 470.12 t = F

F/2 = 235.06 t

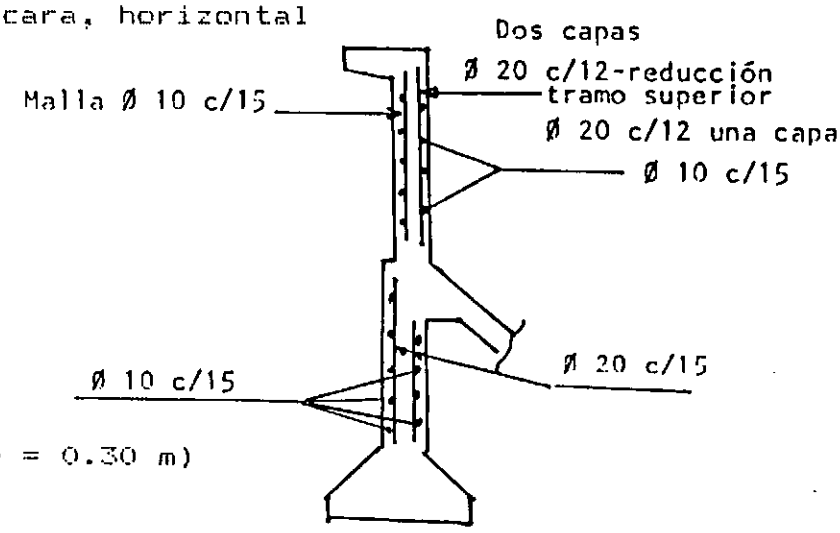
$$Fe\ horiz = \frac{235.06\ t}{2.4\ t/cm^2} = 97.94\ cm^2$$

==> 48.97 cm² en cada cara, a repartir en toda la longitud

$$Fe = \frac{48.97\ cm^2}{(87.65 - 76.90)\ m} = 4.55\ cm^2/m$$

==> ϕ 10 c/15, cada cara, horizontal

- Esquema



<u>Tabique transversal</u> (e = 0.30 m)

- Esquema estático

Se los considera timpanos extremos de cierre, con elementos de rigidez (pantallas, vigas V1, V2 y losas de fondo), que originan losas verticales de luces reducidas.

- Armadura mínima adoptada

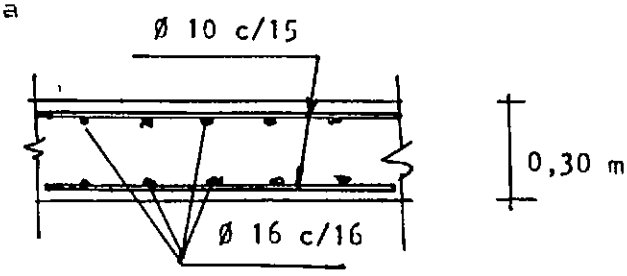
Fe vert = 8 o/oo * 30 cm * 100 cm = 24 cm²

==> 12 cm² c/cara

==> ϕ 16 c/16 c/cara

Fe horiz= ϕ 10 c/15

- Esquema

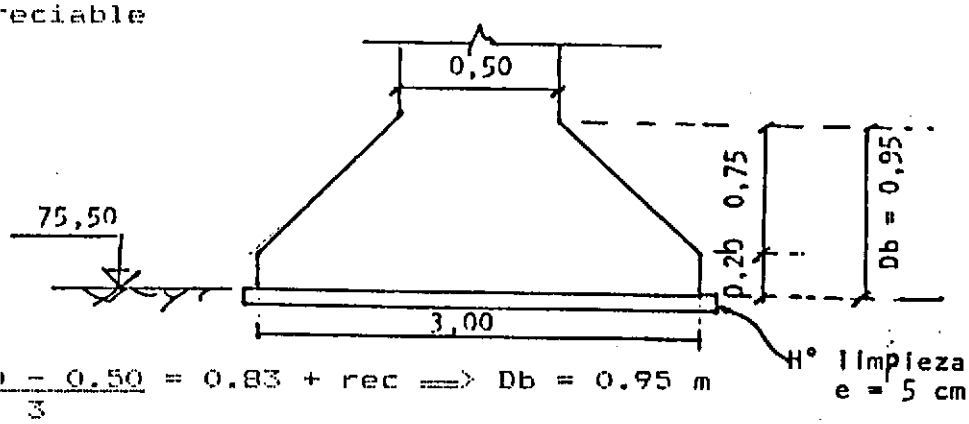


Zapata 1

P máx = 1.1 * 31.98 t/m = 35.18 t/m

σsuelo = $\frac{35.18 \text{ t/m}}{3 \text{ m}}$ = 11.73 t/m² ⟹ 1.17 kg/cm²

M → despreciable



hb = $\frac{3.00 - 0.50}{3}$ = 0.83 + rec ⟹ Db = 0.95 m

M base = 8.3 tm/m (por progr. cálculo de bases)

Fe = 5.2 cm²/m ⟹ ϕ 10 c/15

Fe longitudinal ⟹ ϕ 10 c/20

Zapata 2

De losa 1: 17.18 t/m

De losa 2: 10.03 t/m² * $\frac{3.67 \text{ m}}{2}$ * cos (arctg (3/4)) =

= 14.70 t/m

31.90 t/m

Pmáx = 1.1 * 31.90 t/m = 35.09 t/m

σsuelo = $\frac{35.09 \text{ t/m}}{3 \text{ m}}$ = 11.69 t/m² ⟹ 1.17 kg/cm²

- Armadura: ídem Zapata 1.

Zapata 3

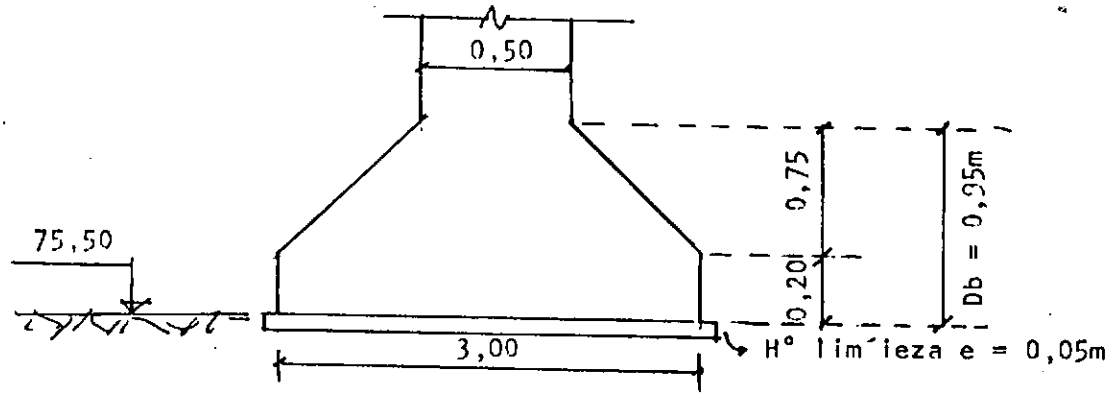
De losa 2: 14.7 t/m * 2 = 29.40 t/m

Fuste: 0.50 m * 2.00 m * 2.4 t/m3 = 2.4 t/m

31.80 t/m

Pmáx = 1.1 * 31.80 t/m = 34.98 t/m

$\sigma_{suelo} = \frac{34.98 \text{ t/m}}{3 \text{ m}} = 11.66 \text{ t/m}^2 \Longrightarrow 1.17 \text{ kg/cm}^2$



- Armadura: ídem Zapata 1.

- Armadura fuste: ídem armadura tramo inferior tabique

longitudinal: horizontal: ϕ 10 c/15

Vertical: ϕ 20 c/15

Zapata 4

Peso tabique: g = 0.30 m * (87.65 - 76.90) m * 2.4 t/m3

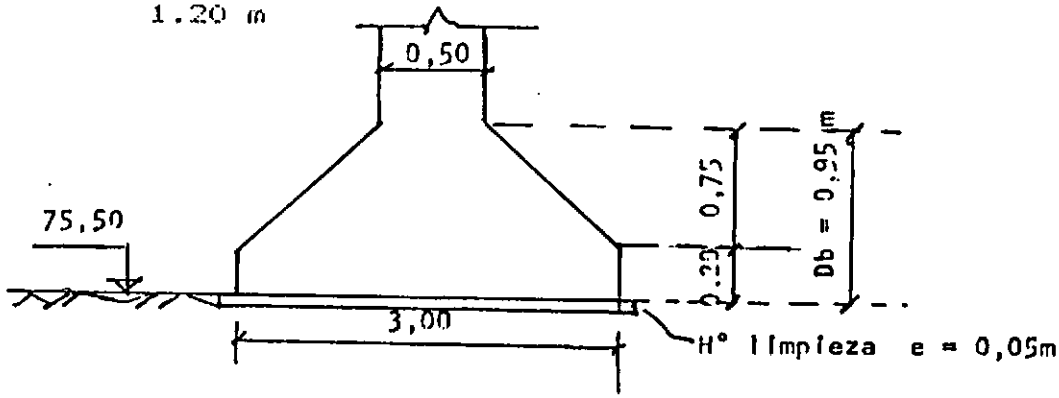
g = 7.74 t/m

Reacción viga 2: r = 31.2 t * 2 = 62.4 t $\Longrightarrow$

$$r = 62.4\ t/14.8\ m = \frac{4.22\ t/m}{11.96\ t/m}$$

P máx = 1.1 * 11.96 t/m = 13.15 t/m

$$\sigma_{suelo} = \frac{13.15\ t/m}{1.20\ m} = 10.9\ t/m^2 \Longrightarrow 1.10\ kg/cm^2$$



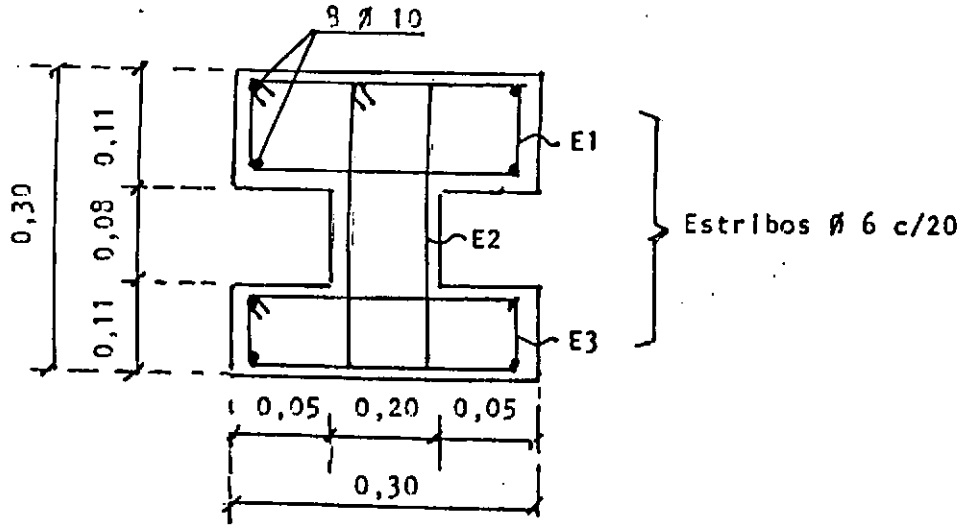
$$hb = \frac{1.20 - 0.30}{3} = 0.30 + rec. \Longrightarrow Db = 0.40\ m$$

Armadura adoptada: ϕ 10 c/20, ambas direcciones.

PLAYAS DE SECADO

Postes: 30/30

Elementos prefabricados de hormigón. Para todos ellos se adopta la siguiente armadura constructiva:



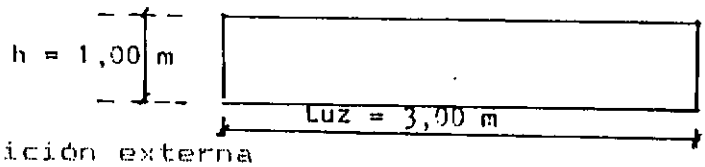
Dimensiones en metros. Croquis tipo.

Recubrimiento mínimo: 2 cm

Se colocarán hincados directamente en el suelo, con una ficha ≅ 1.50 m

<u>Losetas</u> (e = 0.07 m)

Elementos prefabricados de hormigón



- Posición externa

  presión del agua: 1 t/m² (? * h)

  $$M_{máx} = 1\ t/m^2 * \frac{(3\ m)^2}{8} = 1.125\ tm/m$$

  $$Fe = \frac{1.125\ t/m}{0.85 * 0.05\ m * 2.4\ t/cm^2} = 11\ cm^2/m$$

  ⟹ ϕ 12 c/11 en cara exterior

  repartición: ϕ 8 c/15

- Posición interna

  Se adopta armadura: # ϕ 8 c/15, centrada

Para las losetas de luz = 2.00 m:

- Posición externa (solamente)

  $$M_{máx} = 1\ t/m^2 * \frac{(2\ m)^2}{8} = 0.5\ tm/m$$

  $$Fe = \frac{0.5\ tm/m}{0.85 * 0.05\ m * 2.4\ t/cm^2} = 3.5\ cm^2/m$$

  ⟹ ϕ 8 c/13 en cara exterior

  repartición: ϕ 8 c/15

Solera (e = 0.10 m)

Hormigón armado colado in-situ.

Armadura adoptada:

8 c/15, ambas caras.

E V A L U A C I O N D E L I M P A C T O

A M B I E N T A L

EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL DEL ANTEPROYECTO PRELIMINAR DESAGÜES CLOACALES DE PIRANE

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Si bien la metodología propuesta por el CFI no incluye una evaluación del impacto ambiental del estudio de referencia, se considera de interés su incorporación a los efectos de minimizar, compensar o mitigar efectos indeseados de la localización, construcción y operación del proyecto.

Esta evaluación del impacto ambiental (EIA) tendrá por objeto:

a) Efectuar un diagnóstico de la situación ambiental previo a la localización del proyecto.

b) Anticipar los impactos de las distintas alternativas propuestas y del anteproyecto recomendado.

c) Identificar medidas y acciones para minimizar, compenzar y/o mitigar efectos indeseados y efectuar sus correspondientes propuestas de aplicación durante las etapas de construcción y operación.

d) Proponer un plan de Vigilancia Ambiental y Sanitaria para las etapas de contrucción y operación del proyecto, señalando las respectivas autoridades de aplicación, que se integre dentro del Plan Director de los Desagües Cloacales de Pirané.

La EIA se efectuará mediante un enfoque integrado y multidisciplinario, en estrecha coparticipación con las distintas disciplinas participantes.

En el caso que nos ocupa, los impactos, fundamentalmente los negativos, se deben particularmente a dos razones: la localización de las estructuras y la disposición final de los efluentes resultantes. En ese sentido, es relevante el establecimiento de un marco normativo de referencia que atienda a la capacidad receptora del medio natural frente a los agentes contaminantes.

Se prestará especial atención a los siguientes aspectos susceptibles de producir efectos indeseables en el medio circundante:

- red colectora
- planta de tratamiento de liquidos cloacales
- disposición final de efluentes liquidos, sólidos y semisólidos.

2. METODOLOGIA

Diagnóstico de situación ambiental actual - Medios natural y antrópico.

Descripción del medio ambiente físico donde se implementará el proyecto. Aspectos socioculturales vinculados.

- Obtención de información

  . Análisis de antecedentes

  Se analizará la información básica existente sobre la zona en estudio, generada por organismos nacionales, provinciales y municipales, públicos y privados.

  . Intercambio de información con las demás disciplinas.

  . Relevamiento del área.

- Procesamiento y síntesis de la información

  . Factores ambientales que pueden afectar la sustentabilidad del proyecto - Descripción de las interacciones ambientales relevantes en los medios natural (físico y biótico) y antrópico (social y económico).

- Selección de indicadores

  . Se seleccionarán indicadores, parámetros o grupos de variables del medio natural y socioeconómico, que se consideren relevantes para caracterizar la situación actual y futura, estableciendo criterios de selección de los mismos que contemplen principalmente su grado de afectación positiva o negativa por el proyecto, a la vez que posean características que permitan el seguimiento de su evolución para evaluar los cambios que ocurran en el tiempo. Tales indicadores serán utilizados asimismo en el Plan de Vigilancia Ambiental y Sanitaria.

- Resultado del diagnóstico

  . El diagnóstico integrado será presentado como un cuadro síntesis de la situación ambiental actual analizada fundamentalmente a partir de los indicadores seleccionados en el punto precedente. A partir del cuadro surgirán áreas críticas o sensibles, cuyo nivel de criticidad o sensibilidad deberá ser especialmente tenido en cuenta durante la evaluación de impacto de las alternativas, a los efectos de proponer las correspondientes medidas mitigadoras.

3. EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL

En la EIA de las alternativas propuestas y del anteproyecto recomendado se tendrá en cuenta, principalmente, el sistema que, a igualdad de costo, produzca el menor deterioro ambiental posible.

Se realizará una anticipación de los impactos positivos y negativos para las etapas de construcción y operación del proyecto. Para la etapa de construcción se atenderá principalmente, a las acciones susceptibles de producir impactos sobre los componentes o indicadores ambientales previamente indentificados, relacionados directamente con la construcción de la red colectora, los distintos elementos componentes de la planta de tratamiento y el sistema de disposición final. Para la etapa de operación, se tendrá en cuenta a las acciones

susceptibles de producir impactos como consecuencia del funcionamiento del sistema, considerándose fundamentalmente a los indicadores directamente relacionados al funcionamiento de la planta y al vertido y disposición de efluentes líquidos y sólidos y semisólidos respectivamente.

3.1. Area de Influencia del anteproyecto recomendado

A partir de la integración de criterios ambientales, institucionales y jurisdiccionales, y de la delimitación de cuencas y subcuencas, se definirán las áreas de Afectación Directa (ubicación de obras, construcciones anexas, disposición de desechos, interferencias con usos privados, etc.) e Indirecta de Máxima Afectación.

La definición de Area de Afectación Indirecta, es relevante a los efectos de identificar competencias institucionales y jurisdiccionales para el ordenamiento, regulación y control de la construcción y operación del proyecto y del uso del recurso hídrico en el área.

3.2. Matriz de Impacto

La información relevante se presentará bajo la forma de una matriz de impacto acompañada de su memoria descriptiva, en la que las abcisas corresponderán a acciones con implicancia ambiental, derivadas de la construcción y operación del proyecto, y las

ordenadas a indicadores de los medios natural y socio-económico susceptibles de ser impactados.

La simbología a utilizar permitirá determinar:

- Carácter del impacto: beneficioso o perjudicial
- Duración del impacto: transitorio o permanente
- Características espaciales en relación a la delimitación del área de influencia descripta previamente
- Magnitud del impacto
- Factibilidad de corrección y/o mitigación

4. IDENTIFICACIÓN DE MEDIDAS O ACCIONES PARA MITIGAR Y/O CONTROLAR LOS IMPACTOS NEGATIVOS SOBRE EL AMBIENTE

Identificación de medidas estructurales (obras civiles) y no estructurales (manejo ambiental, saneamiento, vigilancia y control, legales y normativas, de educación y comunicación social, etc.) concurrentes al mantenimiento de una óptima calidad ambiental.

Las medidas y acciones identificadas se acompañarán con un cronograma de aplicación, ya sea para la etapa de construcción o para la de operación del proyecto, o para ambas a la vez.

5. PLAN DE VIGILANCIA AMBIENTAL Y SANITARIA (MONITOREO DE IMPACTOS EN MEDIO AMBIENTE Y SALUD)

Se identificarán los aspectos prioritarios que deberán integrar una propuesta de Sistema de Vigilancia Ambiental y Sanitaria Permanente a integrar al Plan Director propuesto. Este sistema será recomendado para ser implementado durante las etapas de construcción y operación del proyecto. A tal efecto, se identificarán las autoridades de aplicación para cada caso y las instituciones participantes, considerándose la posibilidad de compatibilizar un adecuado desarrollo institucional y técnico de los organismos intervinientes con la concurrencia de una apropiada asistencia técnica.

Se entiende que el Plan de Vigilancia deberá comprender, como mínimo, un sistema de monitoreo permanente de los cuerpos receptores y de la calidad de los líquidos residuales a la entrada y salida de la planta de tratamiento.

6. PRESENTACIÓN DE INFORMES

De acuerdo a lo solicitado en el Pliego de Condiciones Particulares se indica a continuación el contenido de cada uno de los informes a presentar:

a) Informe parcial "Estudios Preliminares":
Resultados de la obtención de información y análisis de antecedentes.

b) Informe parcial "Estudios Básicos":

Diagnóstico de la situación ambiental actual. Selección de indicadores.

c) Informe final "Anteproyecto Preliminar":

Cuadro síntesis del diagnóstico. Evaluación de Impacto Ambiental (Matriz de Impacto). Identificación de medidas y acciones para controlar o mitigar impactos negativos sobre el ambiente. Plan de Vigilancia Ambiental y Sanitaria.

MATRIZ DE IMPACTOS

PROYECTO DESAGUES CLOACALES DE PIRANE

ASPECTOS DEL AMBIENTE AFECTADOS POR EL PROYECTO		ACCIONES DEL PROYECTO CON IMPLICANCIA AMBIENTAL	ETAPA CONSTRUCTIVA – RED COLECTORA: MOV. TIERRAS Y EXCAVACIONES	ETAPA CONSTRUCTIVA – RED COLECTORA: INTERFERENCIAS CON CALLES, CAMINOS ETC.	ETAPA CONSTRUCTIVA – RED COLECTORA: MOV. MAQUINAS, CAMIONES, ETC.	ETAPA CONSTRUCTIVA – ESTACIONES ELEVADORAS: MOV. TIERRAS Y EXCAVACIONES	ETAPA CONSTRUCTIVA – ESTACIONES ELEVADORAS: MOV. MAQUINAS CAMIONES ETC.	ETAPA CONSTRUCTIVA – PLANTA TRATAMIENTO: MOV. TIERRAS Y EXCAVACIONES	ETAPA CONSTRUCTIVA – PLANTA TRATAMIENTO: MOV. MAQUINAS CAMIONES ETC.	ETAPA CONSTRUCTIVA: GENERACION DE RUIDOS	OPERACIONAL: ALEJAMIENTO DE LOS VERTIDOS	OPERACIONAL: ELIMINACION DEF. LODOS P/SECADO FRENTE CASAS	OPERACIONAL: ELIMINACION RETROCESOS AGUAS SERVIDAS	OPERACIONAL: DISMINUCION POZOS NEGROS	OPERACIONAL: DISMINUCION CONEXION POZOS NEGROS A CUNETAS	OPERACIONAL: MANTENIMIENTO DEL SISTEMA	OPERACIONAL: ELIMINACION DE OLORES
MEDIO SOCIO – ECONOMICO	ASENTAMIENTO POBLACIONAL	URBANO	D○T	L○T	D○T	L○T	L○T			D○T	D▲P	D▲P		D▲P	L▲P	D▲P	
		PERIURBANO	D○T	L○T	D○T	L○T	L○T	L○T	L○T	D○T	D◭P	D◭P		D◭P	D◭P	D▲P	
	CONDICIONES LABORALES	OFERTA MANO DE OBRA CALIFICADA															
		OFERTA MANO DE OBRA NO CALIFICADA	D△T			D△T		D△T								L△P	
		CUENTAPROPISMO ASOCIADO A OBRA	D△T		D△T	D△T	D△T	D△T	D△T								
	ACTIVIDADES ECONOMICAS	SERVICIOS: TRANSPORTE		D○T	D○T		D○T		D○T								
		SERVICIOS: SANEAMIENTO BASICO	D○T	D○T		D○T											
	SALUD E HIGIENE AMBIENTAL	CONDICIONES HIGIENICO SANITARIAS Y ENFERMEDADES DE HORIGEN HIDRICO									D▲P	D▲P	L▲P	D▲P	L▲P	L▲P	
		DESAPARICION AMBIENTES, PROPICIOS PROLIFERACION VECTORES Y AGENTES PATOGENOS									D▲P	D▲P	L▲P		L▲P	L▲P	
	CALIDAD DE VIDA	DISMINUCION DE RIESGO POR CONTAMINACION									D▲P	D▲P	L▲P	D▲P	L▲P	L▲P	
		EXPOSICION A RUIDOS MOLESTOS								D○T							
		PUESTA EN VALOR BIENES INMUEBLES									D▲P	D▲P	L▲P	D▲P	L▲P	D▲P	D▲P
		PUESTA EN VALOR PAISAJES URBANOS									D▲P	D▲P	L▲P	D▲P	L▲P	D▲P	D◭P
MEDIO NATURAL	AIRE	CALIDAD	D○T		D○T	L○T	D○T	L○T	L○T		D▲P	D▲P				D▲P	D▲P
	AGUA	SUPERFICIAL															
		SUBTERRENAL									D◭P	D◭P		D▲P		L▲P	
	FLORA Y FAUNA		L○T			L○T		L○T									

△ BENEFICIOSO LEVE
◭ BENEFICIOSO MEDIO
▲ BENEFICIOSO ELEVADO
○ PERJUDICIAL LEVE
◑ PERJUDICIAL MEDIO
● PERJUDICIAL ELEVADO
T TRANSITORIO
P PERMANENTE
L LOCALIZADO
D DISTRIBUIDO

CUADRO IV

FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL

En el punto 5.1.1.4 -Aspectos Económicos y Sociales- el pliego de Condiciones Particulares indica: "Completar el análisis a realizar, conforme al nivel de información con que se disponga, de acuerdo al criterio del CoFAPyS".

De acuerdo a la política del CoFAPyS, que hace especial hincapié en las condiciones de elegibilidad del ente prestador del servicio, se entiende que para que el proyecto pueda ser considerado dentro del Crédito Sectorial, es necesario definir las características del Ente prestador del servicio, su conformación, capacidad jurídica, administrativa y financiera.

Dentro de las condiciones de elegibilidad, el Ente debe tener una política tarifaria que le permita generar los ingresos necesarios para cubrir todos los costos de administración, operación y mantenimiento del servicio, además de cubrir los servicios que el financiamiento de las obras pueda generar.

Por otro lado la rentabilidad económica del proyecto, puede determinarse por la disposición a pagar de la población potencialmente beneficiaria, con los costos de inversión, administración, mantenimiento y reposición de equipos, valorados a precios de eficiencia.

La disposición a pagar de la población potencialmente

beneficiaria se determina con la metodología de Valuación Contingente. Los datos necesarios se obtienen de una encuesta socioeconómica que debe ser realizada a tal efecto.

Esta encuesta también agrega los datos para el Análisis de Impacto Distributivo, que mide la proporción de los beneficios del proyecto captados por los grupos de menores ingresos.

En el ítem de Aspectos Económicos y Sociales ya mencionado, se habla de una encuesta socioeconómica realizada para el proyecto de la planta potabilizadora, que serviría de información para el proyecto de cloacas.

Considerando la importancia que significa para el Proyecto de Cloacas de Pirané su inclusión dentro del Préstamo Sectorial del CoFAPyS, es que este grupo de consultores ofrece, además del capítulo de Impacto Ambiental - también de significación para el Sectorial -, los siguientes estudios:

- Análisis de los aspectos institucionales que permitan el encuadramiento del proyecto dentro del Sectorial, es decir analizar las distintas organizaciones posibles aptas para la prestación del servicio, sus ventajas y desventajas.

- La política tarifaria, sus modalidades operativas.

- Determinar la viabilidad de realizar la valuación económica del proyecto con la metodología de Valuación Contingente, utilizando la encuesta ya realizada. De no ser apta la mencionada encuesta se ofrece la realización de una específica, que permita la utilización de la mencionada metodología y determinar el Impacto Distributivo del Proyecto.

De acuerdo con las especificaciones del Pliego y de ser aceptada esta propuesta adicional, durante el tiempo de los Estudios Preliminares se realizará la viabilidad de la Valuación Contingente con los datos de la encuesta realizada. De ser necesaria una nueva encuesta, durante este lapso se realizará la preparación de los formularios de encuesta y el diseño de la misma.

Durante el lapso de los Estudios Básicos se realizaría la encuesta propiamente dicha, entregándose los resultados conjuntamente con el Informe de Estudios Básicos.

También en este Informe se presentaría el estudio de los Aspectos Institucionales y la Política Tarifaria.

Conjuntamente con la justificación económica, con la metodología de la Valuación Contingente del Anteproyecto Preliminar, se realizaría el Análisis de Impacto Distributivo, que formarían parte del Tercer Informe.

COMPUTOS Y PRESUPUESTOS

VARIANTE 2 - ALTERNATIVA Material P.V.C. - Plano N° 16 Hojas 1/2
Tres Estaciones Elevadoras

Cuadro A

PARTIDA					Importe	
N°	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Parcial	Total
	Excavación en cualquier clase de terreno y a cualquier profundidad					
1	En seco	m^3	228920	8,79	2.012.207	
2	Con depresión de napa	m^3	34701	22,85	792.918	
3	Transporte del material sobrante	m^3	54405	1,75	95.209	
4	Conexiones domiciliarias	N°	8421	150,00	1.263.150	
5	Bocas de Registro completas	N°	918	648,50	595.323	
	Cañerías de P.V.C. para líquidos cloacales, de 6,00m de longitud, con junta deslizante de aro de goma, provisión, transporte y colocación:					
6	De Diámetro = 0,160 m	m	182357	11,20	2.042.398	
7	De Diámetro = 0,200 m	m	4410	17,50	77.175	
8	De Diámetro = 0,250 m	m	2550	26,50	67.575	
9	De Diámetro = 0,315 m	m	2780	37,50	104.250	
10	Reparación de pavimentos y veredas	m^2	2500	15,75	39.375	
			Total		$	7.089.580
	Son pesos: siete millones ochenta y nueve mil quinientos ochenta					

VARIANTE 2 - ALTERNATIVA Material Asbesto-Cemento- Plano Nº17 - Hojas 1/2
Tren Estaciones Elevadoras

Cuadro 8

PARTIDA		Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe	
Nº	DESCRIPCION				Parcial	Total
	Excavación en cualquier clase de terreno y a cualquier profundidad					
1	En seco	m^3	228920	8,79	2.012.207	
2	Con depresión de napa	m^3	37210	22,85	850.249	
3	Transporte del material sobrante	m^3	55158	1,75	96.527	
4	Conexiones domiciliarias	Nº	8421	175,00	1.473.675	
5	Bocas de Registro completas	Nº	918	648,50	595.323	
	Cañería de Asbesto-Cemento R.C.P. de 5,00 m de longitud, con junta deslizante de aro de goma; provisión, transporte y colocación.					
6	de Diámetro = 0,150 m	m	180950	10,84	1.961.498	
7	de Diámetro = 0,200 m	m	4520	15,90	71.868	
8	de Diámetro = 0,250 m	m	3090	22,70	70.143	
9	de Diámetro = 0,300 m	m	2600	30,50	79.300	
10	de Diámetro = 0,350 m	m	1537	39,90	61.325	
11	Reparación de pavimentos y veredas	m^2	2600	15,75	40.950	
				Total	$	7.313.066

Son pesos siete millones trescientos trece mil sesenta y seis.-

VARIANTE 1 - ALTERNATIVA Material P.V.C. - Plano N° 14 Hojas 1/2
Seis Estaciones Elevadoras

Cuadro C

PARTIDA		Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe	
N°	DESCRIPCION				Parcial	Total
	Excavación en cualquier clase de terreno y a cualquier profundidad					
1	En seco	m^3	186350	8,79	1.638.017	
2	Con depresión de napa	m^3	27215	22,85	621.863	
3	Transporte del material sobrante	m^3	53728	1,75	94.024	
4	Conexiones domiciliarias	N°	8421	150,00	1.263.150	
5	Bocas de Registro completas	N°	918	648,50	595.323	
	Cañería de P.V.C. para líquidos cloacales, de 6,00 m de longitud, con junta deslizante de aro de goma, provisión, transporte y colocación					
6	de Diámetro = 0,160 m	m	186572	11,20	2.089.606	
7	de Diámetro = 0,200 m	m	2129	17,50	37.258	
8	de Diámetro = 0,250 m	m	1678	26,50	44.467	
9	de Diámetro = 0,315 m	m	1718	37,50	64.425	
10	Reparación de pavimentos y veredas	m^2	2500	15,75	39.375	
				Total	$	6.487.508

Son pesos seis millones cuatrocientos ochenta y siete mil quinientos ocho.-

VARIANTE 1 - ALTERNATIVA Matreial asbesto-cemento - Plano N° 15 - Hojas 1/2
Seis Estaciones Elevadoras

Cuadro D

PARTIDA		Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe	
N°	DESCRIPCION				Parcial	Total
	Excavación en cualquier clase de terreno y a cualquier profundidad					
1	En seco	m^3	187699	8,79	1.649.874	
2	Con depresión de napa	m^3	29183	22,85	666.832	
3	Transporte del material sobrante	m^3	56215	1,75	98.376	
4	Conexiones domiciliarias	N°	8421	175,00	1.473.675	
5	Bocas de registro completas	N°	918	648,50	595.323	
	Cañería de Asbesto-Cemento R.C.P. de 5,00 m de longitud, con junta deslizante de aro de goma, provisión, transporte y colocación:					
6	de Diámetro = 0,150 m	m	184072	10,84	1.995.340	
7	de Diámetro = 0,200 m	m	2630	15,90	41.817	
8	de Diámetro = 0,250 m	m	2320	22,70	52.664	
9	de Diámetro = 0,300 m	m	1700	30,50	51.850	
10	de Diámetro = 0,350 m	m	1375	39,90	54.863	
11	Reparación de pavimentos y veredas	m^2	2500	15,75	39.375	
				Total	$	6.719.989

Son pesos seis millones setecientos diecinueve mil novecientos ochenta y nueve.-

OBRA CIVIL-ESTACIONES ELEVADORAS

				VARIANTE 1							VARIANTE 2			
Nº	DESCRIPCION	UND	PRUN	EE1	EE2	EE3	EE4	EE5	EE6	SUMA EE1 A EE6 $	EE2	EE3	EE4	SUMA EE2 A EE4 $
1	LIMPEZA DE TERRENO	M3	6.5	74.2	26.0	34.9	104.0	44.0	13.9	1930.5	36.5	48.8	104.0	1230.5
2	EXC. POR MCADO	M3	32.5	152.7	207.0	184.8	181.2	181.2	217.9	36556.0	390.9	397.0	181.2	31495.8
3	TERRAPLEN-RELLENO	M3	4	683.7	46.8	85.3	435.4	130.8	6.4	5553.6	63.1	105.0	435.4	2414.0
4	HON. POBRE	M3	180	3.0	3.0	3.0	6.0	3.0	3.0	3780.0	4.5	4.5	6.0	2700.0
5	HON. SIMPLE	M3	200	0.3	0.3	0.3	2.0	0.3	0.3	640.0	0.8	0.8	2.0	710.0
6	HON.ARMADO	M3	403	83.7	87.8	84.8	245.2	85.9	87.7	272065.3	194.3	201.4	245.2	258282.7
7	CERCO PERIMETRAL	ML	31	77.0	45.6	52.8	91.2	59.3	33.4	11138.3	54.0	61.2	91.2	6398.4
8	PISO MOSAICO	M2	14	27.6	27.6	27.6	50.8	27.6	27.6	2643.2	38.4	38.4	50.8	1766.4
9	TECHO DE TEJAS	M2	74	17.0	17.0	17.0	48.0	17.0	17.0	9842.0	30.0	30.0	48.0	7992.0
10	MAMPOSTERIA 0.15	M2	44	34.0	34.0	34.0	53.6	34.0	34.0	9838.4	43.0	43.0	53.8	6151.2
	MAMPOSTERIA 0.30	M2	72	75.7	75.7	75.7	147.5	75.7	75.7	37872.0	111.7	111.7	147.8	26726.4
11	INST.SANITARIA Y GAS	GL	5400	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	32400.0	1.0	1.0	1.0	16200.0
12	REVOQUES	M2	22	219.4	219.4	219.4	402.2	219.4	219.4	32982.4	309.4	309.4	402.2	22462.0
13	MOBILIARIO	GL	500	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	3000.0	1.0	1.0	1.0	1500.0
14	ABERTURAS	GL	4830	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	28980.0	1.0	1.0	1.0	14490.0
15	ESCALERA MARINERA	ML	85	3.2	4.3	4.2	7.0	4.4	4.3	2329.0	5.0	5.1	7.5	1496.0
16	ESCAL.METAL. E=060	ML	467	20.6	22.7	20.6	21.7	20.6	22.7	60196.3	21.1	22.4	23.1	31102.2
17	CBA.CB. D=0.25	M	27	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	1620.0	10.0	10.0	10.0	810.0
18	AZOTE CHAPA HESUP	M2	15.6	44.7	44.7	44.7	85.0	44.7	44.7	4812.6	64.6	64.6	65.0	3029.5
	TOTALES			79895.1	80552.0	78067.4	160564.3	78853.3	80247.5	558179.6 558179.6	135926.1	140072.0	160979.0	436977.0 436977.02

OBRA ELECTROMECANICA – ESTAC. ELEVADORAS

Nº	DESCRIPCION	UNID	PRUNT	VARIANTE 1 EE1	EE2	EE3	EE4	EE5	EE6	SUMA EE1 A EE6 $	VARIANTE 2 EE2	EE3	EE4	SUMA EE2 A EE4 $
1	REJAS 9.52X12.7	ML	16.5	176.0	176.0	176.0	548.6	175.0	176.0	23571.9	288.6	288.6	548.6	18575.7
	REJAS L 100X160X10	ML	170	11.7	11.7	11.7	25.0	11.7	11.7	14195.0	18.5	18.5	25.0	10540.0
2	APAREJO	GL	1500	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	9000.0	1.0	1.0	1.0	4500.0
3	MONORRIEL PN14	M	3500	7.8	7.8	7.8	15.1	7.8	7.8	189350.0	11.5	11.5	15.1	133350.0
										0.0				0.0
										0.0				0.0
4	INST. ELECTR.	GL	1							7700.0				0.0
	4.1		7700	1.0						23350.0	1.0			23350.0
	4.2		23350		1.0					7700.0				0.0
	4.3		7700			1.0				60200.0			1.0	60200.0
	4.4		60200				1.0			9600.0		1.0		9600.0
	4.5		9600					1.0		50850.0				0.0
	4.6		50850						1.0					0.0
														0.0
5	VALV.ESCL. D=0.150	UN	750	2.0	3.0	3.0		3.0	3.0	10500.0				0.0
	VALV.ESCL. D=0.200	UN	1135	2.0	3.0	3.0		3.0	3.0	15890.0				0.0
	VALV.ESCL. D=0.250	UN	1800				3.0			5400.0				0.0
	VALV.ESCL. D=0.300	UN	2500				3.0			7500.0	4.0	4.0	6.0	35000.0
														0.0
6	VAL.RET.A/AR.D=0.15	UN	1875	2.0	3.0	3.0		3.0	3.0	26250.0				0.0
	VAL.RET.A/AR.D=0.250	UN	4500				3.0			13500.0				0.0
	VAL.RET.A/AR.D=0.300	UN	6250							0.0	2.0	2.0	3.0	43750.0
														0.0
7	CBACERO D=0.150 NP	M	88	7.6	10.2	9.1		3.9	10.7	4092.0				0.0
	CBACERO D=0.250 NP	M	194				14.0			2716.0				0.0
	CBACERO D=0.300 NP	M	264							0.0	12.1	12.1	14.8	10296.0
	CBACERO D=0.200 ASP	M	130	4.0	6.0	6.0	8.0	8.0	6.0	4940.0				0.0
	CBACERO D=0.300 ASP	M	264							0.0	6.0	6.0	12.0	6336.0
														0.0
8	PEZ.ESP.CBAC.D=0.15	UN	106	6.0	8.0	8.0		3.0	8.0	4028.0				0.0
	PEZ.ESP.CBAC.D=0.20	UN	147	2.0	3.0	3.0		3.0	3.0	2058.0				0.0
	PEZ.ESP.CBAC.D=0.25	UN	209				8.0			1672.0				0.0
	PEZ.ESP.CBAC.D=0.30	UN	264				3.0			792.0	8.0	8.0	8.0	6336.0
										0.0				0.0
										0.0				0.0
9	BOMBAS	UN								62000.0				0.0
	4.1		31000	2.0						0.0				0.0
	4.2		31000							93000.0				0.0
	4.3		31000		3.0					135000.0			3.0	135000.0
	4.4		45000				3.0			186000.0				0.0
	4.5		31000			3.0		3.0		93000.0				0.0
	4.6		31000						3.0	0.0	2.0	2.0		176000.0
	variante2: 4.2		44000											
	TOTALES			113031.8	164289.6	148542.8	295471.9	150685.2	191833.6	1063854.9	190397.3	176647.3	305789.1	672833.7
										1063854.9				672833.7

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS CIVILES - VARIANTE 1

Nº	DESCRIPCION	UNI	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	LIMPIEZA DE TERRENO	M3	4.0	28080.0	112249.8	25740.0	102895.7	25740.0	102895.7
2	EXCAV. EN SECO	M3	5.0	34016.4	170105.8	32978.0	164913.1	37763.0	188841.4
	EXCAV. BAJO AGUA	M3	22.9	1407.6	32163.7	1500.0	34275.0	15953.7	364541.0
3	RELLENO TERRAPLEN	M3	4.0	181879.4	727517.7	179077.5	716310.0	70080.0	280320.0
4	RELLENO C/PORA.PAR.	M3	12.0	2093.3	25119.6	2093.3	25119.6	1903.0	22836.0
5	SUELO CEMENTO C.	M3	7.0	13041.4	91289.7	12394.7	86762.9	10778.0	75446.0
6	HORMIGON:	M3							
	Hon. POBRE	M3	120.0	47.3	5676.0	43.0	5160.0	43.0	5160.0
	hON. SIMPLE	M3	170.0	2400.0	408000.0	2400.0	408000.0	2000.0	340000.0
	Hon. ARMADO	M3	379.6	578.4	219575.7	482.0	182979.7	482.0	182979.7
	Hon. PREMOLDEADO	M3	10.0	55.0	550.0	50.0	500.0	50.0	500.0
7	MAMPOSTERIA (0.30)	M3	72.0	257.4	18532.8	234.0	16848.0	234.0	16848.0
	MAMPOSTERIA (0.15)	M3	44.0	14.0	616.0	14.0	616.0	14.0	616.0
8	REVOQUES		22.0	494.0	10868.0	494.0	10868.0	494.0	10868.0
9	LAMINA POLIETILENO 250		1.5	29702.0	44553.0	29702.0	44553.0	29702.0	44553.0
10	CERCO PERIM.C/PORTON	GL	31.0	1420.0	44020.0	1420.0	44020.0	1420.0	44020.0
11	ACUEDUCTO	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
12	CºAºCº D=0.100	M	10.0	434.0	4340.0	434.0	4340.0	434.0	4340.0
	CºAºCº D=0.150	M	13.2	824.0	10876.8	824.0	10876.8	824.0	10876.8
	CºAºCº D=0.200	M	19.0	597.0	11343.0	597.0	11343.0	597.0	11343.0
	CºAºCº D=0.250	M	27.0	378.0	10206.0	378.0	10206.0	378.0	10206.0
	CºAºCº D=0.350	M	48.0	167.0	8016.0	167.0	8016.0	167.0	8016.0
	CºAºCº D=0.450	M	95.0	310.0	29450.0	640.0	60800.0	410.0	38950.0
13	Cº R.P.V D=0.450	M	370.0	1705.0	630812.5	2065.0	764004.6	2115.0	782503.5
14	VALV.ESCL. D=0.100	UN.	617.1	25.0	15427.5	25.0	15427.5	25.0	15427.5
	VALV.ESCL. D=0.150	UN.	637.5	8.0	5100.0	8.0	5100.0	8.0	5100.0
	VALV.ESCL. D=0.200	UN.	964.8	17.0	16400.8	17.0	16400.8	17.0	16400.8
	VALV.ESCL. D=0.250	UN.	1530.0	6.0	9180.0	6.0	9180.0	6.0	9180.0
	VALV.ESCL. D=0.300	UN.	2125.0	1.0	2125.0	1.0	2125.0	1.0	2125.0
	VALV.ESCL. D=0.450	UN.	3570.0	1.0	3570.0	1.0	3570.0	1.0	3570.0
15	VAL.RET.D=0.200	UN.	1542.8	4.0	6171.0	4.0	6171.0	4.0	6171.0
16	PIEZ.ESP.FFº D=0.10	UN.	92.0	97.0	8924.0	97.0	8924.0	97.0	8924.0
	D=0.15	UN.	120.0	16.0	1920.0	16.0	1920.0	16.0	1920.0
	D=0.20	UN.	147.0	38.0	5586.0	38.0	5586.0	38.0	5586.0
	D=0.25	UN.	270.0	26.0	7020.0	26.0	7020.0	26.0	7020.0
	D=0.45	UN.	600.0	3.0	1800.0	3.0	1800.0	3.0	1800.0
17	BOCAS RGTRO.FºH=4.0	UN.	1056.0	6.0	6336.0	6.0	6336.0	6.0	6336.0
	h=1.5	UN.	450.0	5.0	2250.0	5.0	2250.0	5.0	2250.0
	h=3.0	UN.	792.0	1.0	792.0	1.0	792.0	1.0	792.0
18	ABERTURAS	GL	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0
19	COMPUERTAS MAD.1.1X1	UN.	400.0	2.0	800.0	2.0	800.0	2.0	800.0
	e=1" 0.58X1	UN.	300.0	3.0	900.0	3.0	900.0	3.0	900.0
20	MOBILIARIO	GL	600.0	1.0	600.0	1.0	600.0	1.0	600.0
21	CASA ENCARG.sup=75M2	GL	45000.2	1.0	45000.2	1.0	45000.2	1.0	45000.2
22	TALLER, VEST.DEP.LAB sup=60M2	GL	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0
23	TANQUE ELEV. AG.20M3	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
24	RED HIDRANTES	GL	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0
	TOTALES				2980140.5		3077665.8		2910918.6
	TOTALES				317746.0		317746.0		317746.0
	TOTAL OC+OE	VARIANTE 1			3297886.5		3395411.8		3228664.6

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS ELECTROMECANICAS - VARIANTE 1

Nº	DESCRIPCION	UNID	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	REJAS	M2	400.0	9.5	3800.0	9.5	3800.0	9.5	3800.0
2	ESCAL. MARINERA 3.5M	UN.	85.0	2.0	170.0	2.0	170.0	2.0	170.0
									0.0
3	COMP.CH.Nº14 1.2X.75	UN.	520.0	6.0	3120.0	6.0	3120.0	6.0	3120.0
	COMP.CH.Nº14 0.6X0.6	UN.	310.0	1.0	310.0	1.0	310.0	1.0	310.0
					0.0		0.0		0.0
4	PASAR.METAL.0.5X0.1X4.	UN.	90.0	2.0	180.0	2.0	180.0	2.0	180.0
					0.0		0.0		0.0
5	ROSCA TRANSPORTAD.	UN.	7000.0	1.0	7000.0	1.0	7000.0	1.0	7000.0
					0.0		0.0		0.0
6	AIREADORES	UN.	25000.0	1.0	25000.0	1.0	25000.0	1.0	25000.0
					0.0		0.0		0.0
7	CH.VERT.AºINOX.2.8MM	M2	26.0	19.0	494.0	19.0	494.0	19.0	494.0
					0.0		0.0		0.0
8	MONORRIEL PN118	M	3500.0	7.0	24500.0	7.0	24500.0	7.0	24500.0
					0.0		0.0		0.0
9	CLORADOR	UN.	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0
					0.0		0.0		0.0
10	BALANZA	UN.	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0
					0.0		0.0		0.0
11	EXTRAC.AIRE	UN.	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0
					0.0		0.0		0.0
12	TUBERIA AºINOXD=2"	UN.	18.0	4.0	72.0	4.0	72.0	4.0	72.0
					0.0		0.0		0.0
13	DOSIFICADOR DE CAL	UN.	4500.0	2.0	9000.0	2.0	9000.0	2.0	9000.0
					0.0		0.0		0.0
14	BARANDA ESCALERA	M	45.0	10.0	450.0	10.0	450.0	10.0	450.0
					0.0		0.0		0.0
15	BOMBAS	UN.	14000.0	4.0	56000.0	4.0	56000.0	4.0	56000.0
					0.0		0.0		0.0
16	INST. ELECTR.	GL	95700.0	1.0	95700.0	1.0	95700.0	1.0	95700.0
					0.0		0.0		0.0
17	SIST.ILUM.EXT.	GL	85000.0	1.0	85000.0	1.0	85000.0	1.0	85000.0
					0.0		0.0		
	TOTALES				317746.0		317746.0		317746.0

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS CIVILES - VARIANTE 2

Nº	DESCRIPCION	UNI	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	LIMPIEZA DE TERRENO	M3	4.0	26325.4	105301.4	28985.5	115942.0	17391.3	69565.2
2	EXCAV. EN SECO	M3	5.0	44220.5	221102.7	44387.5	221937.5	97825.0	489125.0
	EXCAV. BAJO AGUA	M3	22.9	216.0	4935.6	318.0	7266.3	1643.0	37542.6
3	RELLENO TERRAPLEN	M3	4.0	18345.7	73382.7	87320.8	349283.2	43798.1	175192.2
4	RELLENO C/PDRA.PAR.	M3	12.0	4038.4	48460.8	6048.0	72576.0	4838.4	58060.8
5	SUELO CEMENTO C.	M3	7.5	20505.6	153792.0	17816.0	133620.0	17816.0	133620.0
6	HORMIGON:				0.0		0.0		
	Hon. POBRE	M3	120.0	15.0	1800.0	15.0	1800.0	15.0	1800.0
	Hon. SIMPLE	M3	170.0	3661.2	622404.0	2867.2	487424.0	2150.4	365568.0
	Hon. ARMADO	M3	380.0	297.0	112860.0	231.0	87780.0	269.5	102410.0
	Hon. PREMOLDEADO	M3	10.0	0.5	5.0	0.5	5.0	0.5	5.0
7	MAMPOSTERIA (0.30)	M3	72.0	53.0	3816.0	53.0	3816.0	53.0	3816.0
	MAMPOSTERIA (0.15)	M3	44.0		0.0		0.0		0.0
8	REVOQUES		22.0	105.0	2310.0	105.0	2310.0	105.0	2310.0
9	LAMINA POLIETILENO 250		1.5	142200.0	213300.0	152224.0	228336.0	152224.0	228336.0
10	CERCO PERIM.C/PORTON	GL	31.0	2289.0	70959.0	2289.0	70959.0	2289.0	70959.0
11	ACUEDUCTO	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
12	CºAºCº D=0.075	M	6.6	1056.0	6969.6	1056.0	6969.6	1056.0	6969.6
	CºAºCº D=0.150	M	13.2	160.0	2112.0	160.0	2112.0	160.0	2112.0
	CºAºCº D=0.200	M	19.0	551.0	10469.0	551.0	10469.0	551.0	10469.0
	CºAºCº D=0.250	M	27.0	100.0	2700.0	100.0	2700.0	100.0	2700.0
	CºAºCº D=0.300	M	35.0	1000.0	35000.0	1000.0	35000.0	1000.0	35000.0
	CºAºCº D=0.400	M	75.0	855.0	64125.0	855.0	64125.0	855.0	64125.0
	CºAºCº D=0.500	M	132.0	20.0	2640.0	340.0	44880.0	20.0	2640.0
					0.0		0.0		
13	Cº R.P.V D=0.400	M	300.0	1575.0	472500.0	1215.0	364500.0	1215.0	364500.0
	Cº R.P.V D=0.450	M	370.0	300.0	111000.0	300.0	111000.0	300.0	111000.0
					0.0		0.0		
14	VALV.ESCL. D=0.075	UN.	528.0	64.0	33792.0	64.0	33792.0	64.0	33792.0
	VALV.ESCL. D=0.150	UN.	750.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.200	UN.	1135.0	8.0	9080.0	8.0	9080.0	8.0	9080.0
	VALV.ESCL. D=0.250	UN.	1800.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.300	UN.	2500.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.450	UN.	4200.0		0.0		0.0		0.0
15	VAL.RET.D=0.200	UN.	1815.0		0.0		0.0		0.0
16	PIEZ.ESP.FFº D=0.075	UN.	70.0	256.0	17920.0	256.0	17920.0	256.0	17920.0
	D=0.15	UN.	120.0	16.0	1920.0	16.0	1920.0	16.0	1920.0
	D=0.20	UN.	147.0	34.0	4998.0	34.0	4998.0	34.0	4998.0
	D=0.30	UN.	270.0	12.0	3240.0	12.0	3240.0	12.0	3240.0
	D=0.45	UN.	600.0	3.0	1800.0	3.0	1800.0	3.0	1800.0
17	BOCAS RETRO.FºD h=2.0	UN.	528.0	1.0	528.0	1.0	528.0	1.0	528.0
	h=1.5	UN.	450.0		0.0		0.0		0.0
	h=3.0	UN.	792.0	17.0	13464.0	17.0	13464.0	17.0	13464.0
18	ABERTURAS	GL	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0
19	COMPUERTAS MAD.1.1X1	UN.	400.0	2.0	800.0	2.0	800.0	2.0	800.0
	e=1" 0.58X1	UN.	300.0	2.0	600.0	2.0	600.0	2.0	600.0
20	MOBILIARIO	GL	600.0		0.0		0.0		0.0
21	CASA ENCARG.sup=75M2	GL	45000.0	1.0	45000.0	1.0	45000.0	1.0	45000.0
22	TALLER, VEST.DEP.LAB				0.0		0.0		0.0
	sup=60M2	GL	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0
23	TANQUE ELEV. AG.20M3	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
24	RED HIDRANTES	GL	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0
	TOTALES				2699442.8		2782308.6		2695323.4
	TOTALES				364306.0		364306.0		364306.0
	TOTAL DC+OE	VARIANTE 2			3063748.8		3146614.6		3059629.4

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS ELECTROMECANICAS - VARIANTE 2

Nº	DESCRIPCION	UNI	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	REJAS	M2	400.0	10.0	4000.0	10.0	4000.0	10.0	4000.0
2	ESCAL. MARINERA 3.5M	UN.	85.0	2.0	170.0	2.0	170.0	2.0	170.0
3	COMP.CH.Nº14 1.2X.75	UN.	520.0	6.0	3120.0	6.0	3120.0	6.0	3120.0
	COMP.CH.Nº14 0.6X0.6	UN.	310.0	1.0	310.0	1.0	310.0	1.0	310.0
					0.0		0.0		0.0
4	PASAR.METAL.0.5X0.1X4.	UN.	90.0	2.0	180.0	2.0	180.0	2.0	180.0
					0.0		0.0		0.0
5	ROSCA TRANSPORTAD.	UN.	7000.0	1.0	7000.0	1.0	7000.0	1.0	7000.0
					0.0		0.0		0.0
6	AIREADORES	UN.	7000.0	24.0	168000.0	24.0	168000.0	24.0	168000.0
					0.0		0.0		0.0
7	ESPESAD. ROTATIVO	UN.		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
8	CAMARA DE ALIMENTAC.	UN.		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
9	PASARELA GIRATORIA	UN.		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
10	MECAN.MOTOREDUCTOR	UN.		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
11	CH.VERT.AºINOX.2.8MM	M2	26.0	154.0	4004.0	154.0	4004.0	154.0	4004.0
					0.0		0.0		0.0
12	MONORRIEL PN118	M	3500.0	3.0	10500.0	3.0	10500.0	3.0	10500.0
					0.0		0.0		0.0
13	CLORADOR	UN.	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0
					0.0		0.0		0.0
14	BALANZA	UN.	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0
					0.0		0.0		0.0
15	EXTRAC.AIRE	UN.	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0
					0.0		0.0		0.0
16	TUBERIA AºINOXD=2"	UN.	18.0	4.0	72.0	4.0	72.0	4.0	72.0
					0.0		0.0		0.0
17	DOSIFICADOR DE CAL	UN.	4500.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
18	BARANDA ESCALERA	M	45.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
19	BOMBAS	UN.	14000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
20	INST. ELECTR.	GL	85000.0	1.0	85000.0	1.0	85000.0	1.0	85000.0
					0.0		0.0		0.0
21	SIST.ILUM.EXT.	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
	TOTALES				364306.0		364306.0		364306.0

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS CIVILES - VARIANTE 3

Nº	DESCRIPCION	UNI	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	LIMPIEZA DE TERRENO	M3	4.0	6300.0	25200.0	8100.0	32400.0	9000.0	36000.0
2	EXCAV. EN SECO	M3	5.0	11200.0	56000.0	11340.0	56700.0	16818.0	84090.0
	EXCAV. BAJO AGUA	M3	22.9	2800.0	63980.0	2887.5	65979.4	7357.0	168107.5
3	RELLENO TERRAPLEN	M3	4.0	6.0	24.0	38980.8	155923.2	38035.0	152140.0
4	RELLENO C/PDRA.PAR.	M3	12.0	1623.0	19476.0	1623.0	19476.0	1623.0	19476.0
5	RELLENO C/ARENA	M3	7.5	1080.0	8100.0	1080.0	8100.0	1080.0	8100.0
6	HORMIGON:	M3					0.0		0.0
	Hon. POBRE	M3	120.0	443.0	53160.0	354.4	42528.0	443.0	53160.0
	hON. SIMPLE	M3	170.0	8.0	1360.0	8.0	1360.0	8.0	1360.0
	Hon. ARMADO	M3	380.0	4040.8	1535491.8	3323.0	1262740.0	3136.9	1192026.6
	Hon. PREMOLDEADO	UN.	10.0	75.0	750.0	75.0	750.0	75.0	750.0
	4X4.4X1	UN.	20.0	5152.0	103040.0	5152.0	103040.0	5152.0	103040.0
7	MAMPOSTERIA (0.30)	M3	72.0	240.0	17280.0	240.0	17280.0	240.0	17280.0
	MAMPOSTERIA (0.15)	M3	44.0		0.0		0.0		0.0
8	REVOQUES		22.0	480.0	10560.0	480.0	10560.0	480.0	10560.0
9	LAMINA POLIETILENO 250		1.5		0.0		0.0		0.0
10	CERCO PERIM.C/PORTON	M	31.0	950.0	29450.0	950.0	29450.0	950.0	29450.0
11	ACUEDUCTO	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
12	CºFºFº D=0.200	M	132.0	1476.0	194832.0	1476.0	194832.0	1476.0	194832.0
	CºFºFº D=0.300	M	253.0	246.0	62238.0	246.0	62238.0	246.0	62238.0
12'	CºAºCº D=0.200	M	19.0	648.0	12312.0	648.0	12312.0	648.0	12312.0
	CºAºCº D=0.250	M	27.0	80.0	2160.0	80.0	2160.0	80.0	2160.0
	CºAºCº D=0.350	M	48.0	236.0	11328.0	236.0	11328.0	236.0	11328.0
	CºAºCº D=0.450	M	95.0	140.0	13300.0	410.0	38950.0	310.0	29450.0
							0.0		0.0
13	Cº R.P.V D=0.450	M	460.0	1045.0	480700.0	1395.0	641700.0	1445.0	664700.0
							0.0		0.0
14	VALV.ESCL. D=0.100	UN.	726.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.150	UN.	750.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.200	UN.	1135.0	40.0	45400.0	40.0	45400.0	40.0	45400.0
	VALV.ESCL. D=0.250	UN.	1800.0		0.0		0.0		0.0
	VALV.ESCL. D=0.300	UN.	2500.0	8.0	20000.0	8.0	20000.0	8.0	20000.0
	VALV.ESCL. D=0.450	UN.	4200.0		0.0		0.0		0.0
							0.0		0.0
15	VAL.RET.D=0.200	UN.	1815.0	8.0	14520.0	8.0	14520.0	8.0	14520.0
16	PIEZ.ESP.FFº D=0.10	UN.	92.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D=0.15	UN.	120.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D=0.20	UN.	147.0	279.0	41013.0	279.0	41013.0	279.0	41013.0
	D=0.30	UN.	270.0	48.0	12960.0	48.0	12960.0	48.0	12960.0
	D=0.45	UN.	600.0	2.0	1200.0	2.0	1200.0	2.0	1200.0
17	BOCAS RGTRO.Fºh=2.0	UN.	528.0	8.0	4224.0	8.0	4224.0	8.0	4224.0
	h=2.5	UN.	660.0	1.0	660.0	1.0	660.0	1.0	660.0
	h=3.0	UN.	792.0		0.0		0.0		0.0
18	ABERTURAS	GL	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0	1.0	3356.0
							0.0		0.0
19	COMPUERTAS MAD.0.6X0.6	UN.	250.0	2.0	500.0	2.0	500.0	2.0	500.0
	e=1" 0.20X0.2	UN.	40.0	40.0	1600.0	40.0	1600.0	40.0	1600.0
	1X1	UN.	400.0	2.0	800.0	2.0	800.0	2.0	800.0
	0.50X1	UN.	300.0	2.0	600.0	2.0	600.0	2.0	600.0
							0.0		0.0
20	MOBILIARIO	GL	600.0		0.0		0.0		0.0
21	CASA ENCARG.sup=75M2	GL	45000.0	1.0	45000.0	1.0	45000.0	1.0	45000.0
22	TALLER, VEST.DEP.LAB						0.0		0.0
	sup=60M2	GL	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0	1.0	36000.0
23	TANQUE ELEV. AG.20M3	GL	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0	1.0	75000.0
24	RED HIDRANTES	GL	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0	1.0	35000.0

TOTALES		3113574.8	3182639.6	3265393.0
TOTALES		241723.0	241723.0	241723.0
TOTAL DC + DE	VARIANTE 3	3355297.8	3424362.6	3507116.0

PLANTAS DE TRATAMIENTO - OBRAS ELECTROMECANICAS - VARIANTE 3

Nº	DESCRIPCION	UNI	PR.UNIT	ALTER.1	PRECIO TOTAL $	ALTER.2	PRECIO TOTAL $	ALTER.3	PRECIO TOTAL $
1	REJAS	M2	400.0	10.0	4000.0	10.0	4000.0	10.0	4000.0
2	ESCAL. MARINERA 3.5M	UN.	85.0	2.0	170.0	2.0	170.0	2.0	170.0
3	COMP.CH.Nº14 1.2X.75	UN.	468.0	6.0	2808.0	6.0	2808.0	6.0	2808.0
	COMP.CH.Nº14 0.6X0.6	UN.	279.0	1.0	279.0	1.0	279.0	1.0	279.0
	0.5X1.00	UN.	351.0	80.0	28080.0	80.0	28080.0	80.0	28080.0
4	PASAR.METAL.0.5X0.1X4.	UN.	90.0	2.0	180.0	2.0	180.0	2.0	180.0
					0.0		0.0		0.0
5	ROSCA TRANSPORTAD.	UN.	6300.0	1.0	6300.0	1.0	6300.0	1.0	6300.0
					0.0		0.0		0.0
6	AIREADORES	UN.		24.0	0.0	24.0	0.0	24.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
7	CH.VERT.AºINOX.2.8MM	M2	26.0	154.0	4004.0	154.0	4004.0	154.0	4004.0
					0.0		0.0		0.0
8	MONORRIEL PNI18	M	3500.0	3.0	10500.0	3.0	10500.0	3.0	10500.0
					0.0		0.0		0.0
9	CLORADOR	UN.	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0	1.0	4900.0
					0.0		0.0		0.0
10	BALANZA	UN.	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0	1.0	1800.0
					0.0		0.0		0.0
11	EXTRAC.AIRE	UN.	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0	1.0	250.0
					0.0		0.0		0.0
12	TUBERIA AºINOXD=2"	UN.	18.0	4.0	72.0	4.0	72.0	4.0	72.0
					0.0		0.0		0.0
13	DOSIFICADOR DE CAL	UN.		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
14	BARANDA ESCALERA	M	45.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
					0.0		0.0		0.0
15	BOMBAS	UN.	14000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	INST. ELECTR.	GL	101880.0	1.0	101880.0	1.0	101880.0	1.0	101880.0
17	SIST.ILUM.EXT.	GL	76500.0	1.0	76500.0	1.0	76500.0	1.0	76500.0
					0.0		0.0		0.0
	TOTALES				241723.0		241723.0		241723.0

Análisis de Precios Unitarios

Item: Hormigón Armado $/m^3$

	Unidad	Costo Unit.	Cantidad	Sub-Total
A) Materiales				
Arena Oriental	m^3	16,91	0,500	13,53
Piedra Partida	ton.	21,65	1,080	23,38
Cemento	ton	102,00	0,600	61,20
Acero redondo en barras	Kg	0,55	200,000	109,00
Subtotal (A)				207,11
B) Mano de Obra				
Oficial	hs	4,12	2,000	8,24
Mano de obra calificada	hs	---	-----	----
Medio Oficial	hs	3,34	3,000	10,20
Ayudante	hs	2,90	5,000	14,50
Mano de obra no calificada	hs	----	-----	-----
Subtotal (B)				32,94
C) Equipos				
Hormigonera de 5 m^3	$/h	10,65	0,500	5,32
Vibrador externo para encofrados	$/h	1,83	1,000	1,83
Equipos varios	$/h	2,00	6,000	12,00
Subtotal (C)				19,15
Subtotal (1)				259,20
D) Gastos Generales 10% de (1)				25,92
Subtotal (2)				285,12
E) Beneficios 10% de (2)				28,50
F) Gastos Financieros 3 % de (2)				8,55
Subtotal (3)				322,17
G) I.V.A. 18% de (3)				57,99
H) Ingresos Brutos 2,5% de (3)				8,05
Subtotal (4)				
Total (A) + (B) + (C) + (2) + (3) + (4)				388,21

Análisis de Precios Unitarios

Item: Bocas de Registro Unidad

A) Materiales	Unidad	Costo Unit.	Cantidad	Sub-total
Arena Oriental	m^3	16,91	1,350	22,95
Piedra partida	ton	21,65	1,700	36,80
Cemento	ton	102,00	0,980	99,70
Acero redondo en barras	Kg	0,55	5,300	2,90
Tapa de hierro fundido				174,50
Subtotal A)				336,85
B) Mano de Obra				
Oficial	h	4,12	4,000	16,48
Medio Oficial	h	3,34	6,000	20,04
Ayudante	h	2,90	10,000	29,00
Sub-total B)				65,52
C) Equipos				
Hormigonera de 5 m^3	$/h	10,65	0,800	8,52
Vibrador externo para encofrado	$/h	1,83	1,570	2,88
Equipos varios	$/h	2,90	8,000	19,20
Subtotal C)				30,60
Sub-total (1)				432,97
Gastos Generales 10% de (1)				43,30
Sub-total (2)				476,27
Beneficios 10% de (2)				47,62
Gastos financieros 3% de (2)				14,29
Sub-total (3)				538,18
I.V.A. 18% de (3)				96,87
Ingresos Brutos 2,5% de (3)				13,45
Total General				648,50

Análisis de Precios Unitarios

Item: Excavación para instalación de tuberías Unidad m^3

	Unidad	Costo Unit	Cantidad	Sub-total
B) Mano de Obra				
Medio Oficial	h	3,34	0,400	1,35
Ayudante	h	2,90	0,800	2,32
Sub-total mano de obra				3,67
C) Equipos				
Cargador frontal	$/h	33,30	0,030	1,00
Camión volcador	$/h	30,00	0,040	1,20
Sub-total equipos				2,20
Sub-total (1)				5,87
Gastos Generales 10% de (1)				0,59
Sub-total (2)				6,46
Beneficios 10% de (2)				0,65
Gastos financieros 3 % de (2)				0,19
Sub-total (3)				7,30
I.V.A. 18% de (3)				1,31
Ingresos brutos 2,5% de (3)				0,18
Total general				8,79

Análisis de Precios Unitarios

Item: Remoción y reparación de veredas y/o pavimentos Unidad m^2

	Unidad	Costo Unit.	Cantidad	Sub-total
A) Materiales				
Arena Oriental	m^3	16,91	0,060	1,01
Piedra partida	ton	21,65	0,075	1,62
Cemento	ton	102,00	0,045	4,59
Sub-total A)				7,23
B) Mano de Obra				
Oficial	h	4,12	0,150	0,62
Medio Oficial	h	3,34	0,300	1,00
Ayudante	h	2,90	0,300	0,87
Sub-total B)				2,49
C) Equipos				
Hormigonera de 5 m^3	$/h	10,65	0,030	0,32
Camión volcador	$/h	30,00	0,010	0,30
Vibrador externo para encofrados	$/h	1,83	0,100	0,18
Sub-total C)				0,80
Sub-total (1)				10,52
Gastos Generales 10% de (1)				1,05
Sub-total (2)				11,57
Beneficios 10 % de (2(				1,15
Gastos financieros 3% de (2)				0,35
Sub-total (3)				13,07
I.V.A. 18% de (3)				2,35
Ingresos Brutos 2,5% de (3)				0,33
Total general				15,75

A N A L I S I S E C O N O M I C O

CAPITULO 5 - INFORME ECONOMICO

1. INTRODUCCION

En función de los estudios técnicos realizados -ubicación y tecnologia de plantas, diseño de red y tipo de material utilizado- se han determinado diferentes alternativas de proyecto, cuya comparación financiera y económica se realiza en este capítulo.

Para la determinación de la alternativa más conveniente se utiliza el criterio del menor costo presente, considerando en el análisis todos los costos asociados al Proyecto, es decir los costos de inversión propiamente dichos -incluidos los costos de los terrenos donde se asentarán las plantas-, los costos de operación y mantenimiento -que incluyen mano de obra, energía y productos químicos-, los costos de reposición de equipos y los costos de movimiento de barros.

Con la alternativa de menor costo presente se realiza una evaluación económica considerando los beneficios asociados al Proyecto, derivados directamente de él -limpieza de pozos- o en forma indirecta pero cuantificables económicamente. Por el alcance de los Términos de Referencia del Contrato, la medición de estos beneficios se obtiene a partir de los datos de la encuesta socio-económica realizada.

Con todos los Costos y Beneficios asociados al Proyecto se determinará el Valor Presente Neto y la Tasa Interna de Retorno y se realizará un análisis de sensibilidad.

2. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS

Para la confección de las alternativas, se ha considerado al proyecto integrado por dos componentes principales, las plantas de tratamiento por un lado y la red colectora por otro.

2.1. Ubicación de las Plantas

Los estudios previos determinaron la factibilidad de ubicación de la planta de tratamiento de líquidos en tres áreas diferentes:

- ubicación Nº 1 en los terrenos lindantes con el Matadero Municipal.
- ubicación Nº 2 en los terrenos al este de la Ruta Nº 81 y sobre la continuación de la Calle L.N. Alem.
- ubicación Nº 3 en terrenos al sudoeste del Casco céntrico y sobre la continuación de la Calle 9 de Julio.

2.2. Tecnología de Funcionamiento de Plantas

Las distintas tecnologías estudiadas son:

- Planta Nº 1 laguna aireada mecánicamente con estanque de sedimentación.
- Planta Nº 2 laguna facultativa con laguna de maduración.
- Planta Nº 3 Pozo Imhoff, lechos percloradores y sedimentadores secundarios.

La combinación de éstas da lugar a 9 alternativas de plantas posibles.

2.3. Diseño de Red

De acuerdo a los criterios de diseño adoptados surge la posibilidad de construir la red con:

- variante 1 6 estaciones de bombeo.
- variante 2 3 estaciones de bombeo.

2.4. Materiales a Utilizar

Para tener en cuenta los diferentes tipos de materiales posibles de ser usados se diseñó la red para:

- material 1 cañería de PVC.
- material 2 cañería de asbesto cemento.

Con análogo criterio usado para las plantas de tratamiento surgen 4 alternativas de red posible.

A fin de simplificar el análisis y dada la independencia que existe entre los componentes del Proyecto, se realiza el estudio del menor costo por separado para las plantas y para la red.

2.5. Capacidad del Sistema - Crecimiento de la Demanda

El diseño de las plantas y de la red ha sido realizado para servir a una población futura del Municipio, estimada para dentro de treinta años, en 32.000 habitantes, es decir que, si se supone el inicio del proyecto en el año 1994, el horizonte del Proyecto será el año 2023.

El crecimiento estimado de la demanda estará en concordancia con el crecimiento de las conexiones. Este crecimiento, a partir de las conexiones iniciales que satisfacen al 49 % de la población, alcanza al final del período a servir al 70 % de la población estimada para todo el Municipio.

En el cuadro Nº 1 se muestra el crecimiento esperado de las conexiones y de la población servida, y se indica el porcentaje de esta población respecto del total del Municipio.

2.6. Etapas de Construcción

Dado la característica de la Ciudad de Pirané y de su población se ha supuesto que la red se construirá en dos etapas, una comenzando en el año 1994 y la otra en el 2013. La duración

de estas etapas se prolongará durante todo el período, puesto que se supone que año a año se incrementará el número de conexiones y se realizará la construcción de ramales de red para habilitar áreas reducidas que se suman al servicio.

Se supone que el sistema comienza a prestar servicio al finalizar el segundo año.

Según el crecimiento esperado de las conexiones, la construcción de las plantas también se puede realizar en etapas diferentes de acuerdo a la tecnología empleada.

Las etapas de construcción para cada alternativa de red y de planta, se pueden observar en los cuadros de inversión respectivos.

FEDERAL DE INVERSIÓN
BIBLIOTECA
Dr. Manuel
Belgrano

3. COSTOS DE INVERSION

3.1. Costos de inversión

Como se expresó, los costos de inversión de las distintas alternativas de red y planta de tratamiento (obra civil y electromecánica), están calculados para satisfacer una población futura, en el final del período, de 32.000 habitantes.

3.1.1. Redes

En los cuadros Nº 2 al Nº 5 se muestra la evolución de los costos de construcción de las distintas alternativas de red consideradas. Se han discriminado los costos en conexiones, en la red propiamente dicha, en las estaciones elevadoras (obra civil y electromecánica) y en las cañerías de impulsión. Como ya se expresó, por las condiciones de crecimiento de la demanda, las dos etapas previstas se extienden y superponen a lo largo del período.

El equipamiento electromecánico instalado al inicio del proyecto, cuando finaliza su vida útil, es renovado por otros de mayor capacidad para satisfacer las mayores necesidades del servicio.

Se supone que el tendido de cañería comienza en el primer año (1994), las conexiones y otras instalaciones en el segundo año.

3.1.2. Plantas

En el cuadro Nº 6 se resumen los costos de inversión de las plantas para las nueve alternativas consideradas, de acuerdo a las distintas ubicaciones y tecnologías adoptadas.

La primera etapa para todas las alternativas consideradas se

realiza en el segundo año, año en que comienzan a prestar servicio.

La planta con laguna aireada tiene dos etapas de construcción, la de laguna facultativa tres, y la planta con pozo Imhoff se construye en cuatro etapas.

3.2. Costos de operación y Mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento se pueden dividir en fijos (mano de obra, equipamiento) y variables (reactivos, materiales, energía), que son proporcionales a los líquidos tratados. Estos costos variarán año por año, en correspondencia con el incremento de las conexiones, en consecuencia los costos anuales de operación y mantenimiento se incrementarán a medida que transcurra el tiempo.

3.2.1. Redes

En los cuadros Nº 7 y Nº 8 se indica la evolución de los costos de operación y mantenimiento discriminados en rubros fijos (personal y vehículos) y variables (energía eléctrica y materiales).

Al comenzar la segunda etapa en el año 2013 el rubro de personal se incrementa, permaneciendo constante luego hasta el final del período.

Dado que las instalaciones comienzan a operar al final del primer año, los costos se suponen en un 50 % de los costos anuales.

3.2.2. Plantas

En los cuadros Nº 9 al Nº 11 se indica la evolución de los costos de operación y mantenimiento de las distintas alternativas de plantas, discriminados en rubros fijos (personal y materiales) y variables (energía eléctrica e insumos, que son los costos de reactivos y los costos de movilidad).

Los costos fijos se incrementan al comienzo de la segunda etapa en el año 2013, permaneciendo constantes de esa fecha en adelante.

Los costos para el primer año, se suponen en un 10 % del costo anual pàra cada alternativa.

.2.3. Costos de Tratamiento de Barros

De acuerdo a la tecnología de planta empleada, la generación y tratamiento de barros serán distintos y su pequeña influencia en los costos totales también variará. Por otro lado estos costos corresponden fundamentalmente a transporte, que se realizará utilizando el equipo afectado a la operación, cuya incidencia ya está considerada en los otros costos de operación. En

consecuencia, el costo de tratamiento de barro, se entiende incluido en los costos de operación y mantenimiento.

3.3. Vida Util de las Inversiones - Renovación de Equipos

Para la estimación de la vida útil de las inversiones debe distinguirse entre las obras civiles y los equipos electromecánicos sometidos a mayor desgaste y corrosión.

Las obras civiles que serán mantenidas perfectamente tendrán una vida útil superior al período de treinta años del Proyecto. A los efectos de este estudio se considera que la vida útil de las obras civiles es de 35 años.

El equipamiento electromecánico, tendrá una vida más reducida, en este proyecto se estima que las bombas y equipos móviles tienen una vida de veinte años.

En el caso de las estaciones elevadoras y de bombeo, al comienzo del período se instala parte del equipamiento con menor capacidad, al final de la vida útil, cuando corresponde su renovación, son instalados nuevos equipos de mayor capacidad, para hacer frente a las mayores necesidades del servicio.

En los cuadros Nº2 al Nº6 se indican los costos de renovación de equipos y/o instalación de nuevos equipos más potentes para las alternativas de obras consideradas.

3.4. Valor Residual de las Obras

De acuerdo a la característica de construcción de la obra, pequeñas ampliaciones durante todo el período, el valor residual de las construcciones será la sumatoria de las inversiones menos la depreciación anual por el número de años entre el momento de la construcción y el final del período.

Para los equipos electromecánicos que deben renovarse en el año 20, al final el período tendrán un valor residual del 50 % de su valor de reposición y las ampliaciones del año 25 el 75 %.

Se supone que la depreciación es proporcional al número de años, es decir una depreciación anual constante.

Cabe realizar una aclaración respecto de la renovación de equipos. En algunos casos se considera un valor de venta como chatarra de los equipos que se renuevan, pero en el caso que nos ocupa, no se acredita ningún valor a los equipos obsoletos.

3.4.1. Valor Residual de la Red

El cálculo del valor residual se agrega en los cuadros Nº 2 al Nº 5, donde el valor residual de la alternativa es la sumatoria de los valores residuales de la parte de red construida en cada año. El valor residual de cada parte responde a la fórmula siguiente:

$$VRi = Ii - Ii/35 * (2023 - Ai)$$

siendo:

VRi el valor residual de la parte de obra construida en el año i.

Ii el costo de inversión de obra civil en el año i.

Ai el año en que se produce la inversión i.

Con estos supuestos el valor residual de las redes es importante, en los cuadros Nº 2 al Nº 5 se ha calculado la relación, en porciento, entre el valor residual y la inversión en la red y resulta un valor residual del orden del 50 % de la inversión en red.

3.4.2. Valor Residual de las Plantas

Para determinar el valor residual de las plantas y con el objeto de simplificar el cálculo, se ha estimado una vida útil de las instalaciones de 29 años. Este lapso es un promedio entre la vida útil de las obras civiles (35 años) y del equipamiento electromecánico (20 años), ponderado por la proporción de obras civiles y mecánicas en el total de la inversión de cada alternativa de planta, (65 % obra civil y 35 % obra mecánica).

En el cuadro Nº 6 de evolución de las inversiones en las plantas se realiza el cálculo del valor residual de cada alternativa utilizando igual fórmula que para el caso de las redes.

4. CALCULO DEL COSTO PRESENTE

En los cuadros Nº 12 y Nº13 se ha calculado el Costo Presente Neto para las cuatro alternativas de red a distintas tasas de descuento (tasas del 8%, 10%, 12% y 14%).

En los cuadros Nº 14 a Nº 16, se muestra el Costo Presente Neto de las distintas alternativas de plantas, también con las mismas tasas de descuento.

En el cuadro que sigue se resumen los valores obtenidos para facilitar el análisis.

Tasa / Alternativa	Costo Presente Neto			
	8 %	10 %	12 %	14 %
red PVC 3 est.	4312861	3829571	3451528	3150826
red PVC 6 est.	4036167	3593026	3247791	2974044
red AC 3 est.	4413276	3923897	3540504	3235104
red AC 6 est.	3887329	3503194	3197945	2591411
planta 1 ub. 1	5742942	5043778	4519624	4116674
planta 1 ub. 2	5750349	5089339	4593199	4211236
planta 1 ub. 3	5967619	5251958	4715921	4304161
planta 2 ub. 1	3992598	3634075	3355827	3134730
planta 2 ub. 2	4068260	3706543	3425596	3202207
planta 2 ub. 3	3994827	3637142	3359493	3138854
planta 3 ub. 1	4144860	3709725	3373350	3107554
planta 3 ub. 2	4220802	3782380	3443288	3175186
planta 3 ub. 3	4270402	3827901	3485474	3214618

5. ALTERNATIVA SELECCIONADA

Como se trata de alternativas que son equivalentes (similares beneficios, similar impacto ambiental, etc.), la alternativa más conveniente -Alternativa Seleccionada-, es determinada por el criterio del Costo Presente, en consecuencia y de acuerdo al cuadro resumen resulta para la red la alternativa más conveniente la red de asbesto cemento (AC) con 6 estaciones de Bombeo.

La alternativa más conveniente de acuerdo a la tecnología utilizada es planta tipo 2 (plantas de laguna aireada con laguna de maduración).

La ubicación 1 (lindante al matadero) resulta la de menor costo presente, pero los valores son similares a los de la ubicación 3 (terrenos al sudoeste del Casco Céntrico), por lo que la ubicación con este nivel de anteproyecto resulta indiferente para las dos ubicaciones. A los efectos de el análisis costo - beneficio, se toma la ubicación 1 para las plantas de tratamiento.

6. ANALISIS COSTO - BENEFICIO

Los Términos de Referencia piden un análisis de rentabilidad técnico económico, para lo cual es necesario, cuantificar los beneficios del Proyecto. En los últimos años los Organismos

Internacionales de Financiación (BID y BM), piden para este tipo de proyectos, de mercados inobservables, la aplicación de la Metodología de Valuación Contingente, que mide los beneficios esperados del proyecto, determinando la disposición a pagar de la población potencialmente beneficiaria del Proyecto.

En el caso de Pirané, los Términos de Referencia consideran la determinación de los beneficios esperados, derivados en forma directa por la prestación del servicio o en forma indirecta pero cuantificables económicamente.

6.1. Beneficios derivados

Los beneficios derivados de la prestación del servicio en la Ciudad de Pirané, son varios, entre ellos podrían mencionarse los derivados de una mejor calidad de vida -disminución de enfermedades-, la disminución de la contaminación ambiental, desde el punto de vista de la metodología de Precios Hedónicos la valorización de los inmuebles, la disminución del riesgo de accidentes por la existencia de las cunetas, la disminución de los costos de construcción y mantenimiento de pozos ciegos y cámaras sépticas, limpieza de cunetas, disminución de los daños en las viviendas cuando se producen inundaciones y las aguas servidas de las cunetas y pozos rebalsados penetran en las casas, etc.

Estos beneficios, no son todos cuantificables por diversas

razones, entre las que se pueden enunciar:

- la carencia de estadísticas para el caso de las enfermedades o accidentes.

- los beneficios provenientes de la valorización de inmuebles no se pueden cuantificar debido a dos razones, la primera es que en general la población no tiene idea aproximada del real valor de la propiedad y por otro lado, prácticamente no existen operaciones de compra venta de inmuebles, por lo que se imposibilita poder medir la valorización de una propiedad en la situación con proyecto.

- disminución de daños en viviendas por las inundaciones, si bien es razonable suponer que sufrir una inundación con aguas contaminadas es peor que inundarse con agua limpia, a los efectos de los daños no se puede discriminar cuáles serían los daños evitables por la acción del agua sucia solamente.

- disminución de la contaminación ambiental, este es un beneficio real pero de imposible cuantificación.

6.2. Beneficios Cuantificables

Para la cuantificación de los beneficios se utilizan los datos básicos obtenidos por la encuesta socio-económica y diferentes criterios aplicables a:

- Beneficios cuantificables en forma directa, como ser la eliminación de los costos de construcción de sistemas de evacuación (pozos y cámaras sépticas) y evacuación de líquidos por medio de camiones atmosféricos.

- Beneficios cuantificables en forma indirecta, como ser la limpieza de las cunetas.

6.2.1. Resultados de la Encuesta

La parte específica de la encuesta aplicable al proyecto de desagües cloacales preguntaba por:

- el sistema de evacuación del servicio sanitario.

- el tiempo de funcionamiento que tiene el sistema actual en uso.

- el tiempo en que se debería construir un nuevo sistema.

- el período de limpieza o evacuación del pozo ciego.

- el período de limpieza de la cuneta.

- el presupuesto estimado de gastos en limpieza del sistema de evacuación.

El archivo de la encuesta se procesó utilizando el Programa SPSS (en anexo Nº 1 al Nº 3 se acompaña la salida del Programa), y los resultados de los interrogantes se resumen a continuación:

a) evacuación del servicio sanitario

% de población	sistema utilizado
3.3	no contesta
11.3	cuneta
48.7	cámara séptica/pozo ciego
26.5	pozo ciego
10.3	letrina

b) tiempo en que deberá construir un sistema nuevo

% de población	tiempo
11.3	no contesta
18.2	entre 1 y 5 años
24.5	entre 5 y 9 años
46.0	no sabe

c) tiempo de funcionamiento del sistema actual de evacuación

En el anexo puede observarse el histograma de las respuestas, el promedio es 8,25 años.

d) período de limpieza de las cunetas

En el anexo puede observarse el histograma de las respuestas, el promedio es 1,7 meses.

e) período de limpieza del pozo ciego

En el anexo puede observarse el histograma de las respues

tas, el promedio es 1,9 años

f) presupuesto estimado de gastos en los sistemas de evacuación.

En los grupos de enfoque se detectó la dificultad de obtener datos confiables. Esta pregunta fue realizada de dos formas distintas para facilitar las respuestas, preguntando por los gastos anuales y/o por los gastos mensuales. Los resultados son pocos significativos (20 % de respuestas) y existe una dispersión entre los valores mensuales y anuales, los valores medios obtenidos resultan:

- gastos anuales $ 53,34
- gastos mensuales $ 7,42

Si se considera la media de la limpieza de los pozos, que como se indicó es de 1,9 años, por el costo de la evacuación de $ 15 por vaciado resulta $ 7,90 por año, cifra muy inferior a las determinadas por la encuesta. Resulta difícil dar una explicación de esta distorsión, seguramente se ha producido un sesgo en las respuestsa al presupuesto estimado de gastos de evacuación, dado la poca cantidad de respuestas obtenidas y por supuesto afectada porque esa población sufre los reales problemas del desagote de los pozos.

En la descripción de la situación actual, Primer Informe, se marcó la existencia de población que desagotaba sus pozos cada

seis meses o después de cada lluvia.

6.2.2. Cálculo de los Beneficios

De lo hasta aquí expresado se concluye que se pueden cuantificar los siguientes beneficios:

a) beneficios por la no construcción de pozos

b) beneficios por la eliminación del desagote de pozos

c) beneficios por la eliminación de limpieza de cunetas

La obtención de los beneficios estará condicionada por la real conexión al sistema y en el caso de la limpieza de cuneta, sólo será conseguido cuando todos los usuarios de un sector estén conectados y las cunetas puedan ser eliminadas. El crecimiento de los beneficios en el tiempo será directamente proporcional al crecimiento de las conexiones.

a) beneficios por la no construcción de pozos

- crecimiento vegetativo

Este beneficio se obtendrá en los casos de nuevas viviendas que se conecten al sistema. Del cuadro Nº 1 que muestra el crecimiento de las conexiones se puede concluir que, al comienzo el crecimiento vegetativo de la población es mayor que el de las conexiones, a partir del año 2013, se revierte la situación y el

crecimiento de las conexiones es mayor que el crecimiento vegetativo.

Para poder medir este beneficio se supone que entre 1995 y 2013, sólo el 10 % del crecimiento de conexiones corresponde a nuevas viviendas, a partir del año 2013 este coeficiente aumenta hasta el 30 % de las conexiones.

Siendo el precio de mercado para construir un pozo de $ 250, resulta el beneficio por la no construcción de pozos en nuevas viviendas:

$Bi = (Ci - Ci-1) * a * \$250$, donde

Bi es el beneficio del año i

Ci es el número de conexiones del año i

Ci-1 es el número de conexiones del año i-1

a es el coeficiente de 10 % y 30 % según el período considerado

- reconstrucción de pozos

De acuerdo a los resultados de la encuesta, y para el cálculo de los beneficios, se estima que el 18,2 % de los pozos ciegos se reponen cada 5 años y el 24 ,5 % se reconstruyen cada 10 años, además el 75 % de las viviendas tiene sistema de pozo ciego.

Para la estimación de los beneficios se supone que en el

inicio del Proyecto todos los pozos son nuevos, en consecuencia durante el tiempo del Proyecto los pozos que se evitarían reconstruir resulta, para las conexiones iniciales (2146):

(2146 * 0,182 * 6 + 2146 * 0,245 * 3) * 0,75 = 2.940 pozos

Para los años subsiguientes, para simplificar su cálculo y aplicando el mismo razonamiento, se toma las conexiones que se agregarán hasta los 10, 15, 20 y 25 años del Proyecto, resulta:

para el año 10, en que se aumentan 252 conexiones
(252 * 0,182 * 4 + 252 * 0,245 * 2) * 0,75 = 230 pozos
para el año 15, en que se aumentan 443 conexiones
(443 * 0,182 * 3 + 252 * 0,245 * 1) * 0,75 = 228 pozos
para el año 20, en que se aumentan 1127 conexiones
(1127 * 0,182 * 2 + 1127 * 0,245 * 1) * 0,75 = 515 pozos
para el año 25, en que se aumentan 2142 conexiones
(2142 * 0,182 * 1) * 0,75 = 292 pozos,

En total se evitará construir alrededor de 4.205 pozos.

La distribución de estos beneficios en el tiempo se realiza suponiendo que la construcción de estos pozos se efectúa durante los 29 años de servicio del sistema, distribuyéndose equitativamente por año, es decir se evitará construir 145 pozos por año.

b) beneficios por la eliminación del desagote de pozos.

A los efectos del cálculo de estos beneficios se supone que el desagote se realiza cada 2 años y que al conectarse al sistema de recolección cloacal las viviendas tienen los pozos limpios, por lo tanto el beneficio comienza a efectivizarse a los dos años de conectado, por lo tanto los primeros beneficios se miden en el año 1997 del Proyecto y corresponden a las primeras 2146 conexiones. A los dos años se desagotarán los mismos pozos más el incremento de conexiones efectuado, que equivale a las conexiones del año anterior, es decir que en promedio los beneficios por eliminar el desagote de pozos resulta:

$Bi = Ci-1 * \$ 15 * 0,50 =$

donde

Bi es el beneficio del año i

Ci-1 es el número de conexiones del año i - 1

0,50 es un coeficiente que contempla que la limpieza se realiza cada dos años.

c) beneficios por la eliminación de la limpieza de cunetas.

Se debe distinguir la cuneta que pasa por el frente de cada vivienda, en cuyo caso la limpieza la realiza el frentista, de las cunetas colectoras que llevan las aguas servidas al lugar de desagüe final, a estas cunetas las limpia el Municipio, pero su beneficio recién se concretará hacia el final del Proyecto.

- eliminación de cunetas de los frentistas.

Para poder estimar estos beneficios se supone que, hasta el año 15 del Proyecto, el 30 % de las conexiones de cada año puede eliminar las cunetas, a partir del año 16 y hasta el año 25 el 50 % y desde el año 26 se incrementa este porcentaje en 10 % anual hasta alcanzar el 100% en el último año del Proyecto. Estos coeficientes contemplan la situación que sólo podrán eliminarse las cunetas en los sectores en que estén todas las viviendas conectadas.

- costo de la limpieza de cunetas.

La limpieza es realizada por los frentistas en general utilizando palas y azadas. Se supone que el frentista insume 3 horas por limpieza y que el costo de oportunidad de la mano de obra es de $ 3 por hora, resulta, para cada hogar, un costo de limpieza por año de:

3 h/limp. * 3$/h * 1/1,7mes/limp. * 12 meses = $63,50

La cantidad de viviendas que se benefician será la misma que elimina el desagote de pozos, afectados por el coeficiente del 30, 50 y hasta el 100 %, según el año del proyecto fijado en el punto anterior.

- limpieza de cunetas principales

Se estima el empleo de 250 hs máquina por año y 200 hs camión también por año. Siendo el costo de la hora máquina de $28 y el del camión de $ 14 el beneficio anual resulta

250 h * 28 $/h = 200 h * 14 $/h = 9.800 $/año.

A los efectos de la efectivización de beneficios, se supone que el 50 % se efectiviza a partir del año 2013 y el 80 % a partir del año 2018.

7. EVALUACION ECONOMICA

Para la evaluación económica de la Alternativa Seleccionada, se discriminan los costos de inversión en:

- mano de obra
- materiales
- utilización de equipos
- equipamiento
- gastos generales e indirectos que incluyen gastos generales, mano de obra de administración de las obras, previsiones de amortización, mantenimiento, utilidades, impuestos, etc.

Los costos de operación y mantenimiento se discriminan según:

- mano de obra
- materiales
- energía eléctrica
- vehículos

7.1. Precios Económicos

Los precios de mercado resultan muchas veces poco representativos del valor real de bienes y servicios, así como de los factores de producción. La ineficiencia de los precios de

mercado como indicadores de valor, y por lo tanto, como señales para la mejor asignación de los recursos, se explica por las distorsiones existentes en tales mercados.

Sin agotar el enunciado de estas distorsiones se puede mencionar como las más relevantes: altas barreras aduaneras, salarios institucionales que no reflejan el costo de oportunidad del trabajo, beneficios monopólicos, precios administrativos y transferencias explícitas (impuestos o subsidios). Los llamados precios de eficiencia, pretenden reflejar el cambio en la función de bienestar ante cambios en la utilización de un bien, es decir, intentan reflejar el costo de oportunidad.

A los fines de cumplir el objetivo de mejorar las decisiones acerca de la selección y diseño de los proyectos, los beneficios y costos de los mismos deben ser consistentes y estar correctamente evaluados, y para ello deben estar expresados en unidades comparables. El método de precios de cuenta es el recomendado por el BID y BM, entre otros, y expresa todos los insumos y productos de los proyectos en una única unidad de cuenta o numerario que está constituido por fondos libremente disponibles del gobierno expresados en divisas.

Para el cálculo de los precios de eficiencia se utilizan las razones de precios de cuenta que fueron estimados, en 1988, por la Secretaría de Planificación en el documento "Actualización de las Razones de Precios de Cuenta a octubre de 1988", dentro del

Programa de Asistencia Técnica-Préstamo Banco Mundial 2712-AR.

Una última actualización de las Razones de Precios de Cuenta, fue realizada por el Programa Global de Desarrollo Urbano, en julio de 1993. De este trabajo se obtuvieron los Factores de Conversión utilizados para la evaluación económica del Proyecto.

A continuación se describen los factores utilizados:

mano de obra	corresponde a sector informal	0,5940
materiales	índice del cemento	0,71637
uso de equipo	máquinas en gral NC	0,6860
equipamiento	máquinas en gral NC	0,6860
gastos grales.	servicios varios NC	0,6940
terrenos	otros servicios S/E	0,7000
energía eléc.	electricidad NC	0,8300

7.2. Estimación de los Indicadores de Rentabilidad Económica

En el cuadro que se anexa se presentan sintéticamente los costos y beneficios del Proyecto con sus respectivos flujos temporales, el valor presente neto, calculado con una tasa de descuento del 12 %, y la tasa interna de retorno.

Los costos desagregados por componente funcional se presentan a precios de mercado y a precios de eficiencia,

indicando el factor de conversión utilizado. Adicionalmente se presenta el factor de conversión promedio resultante.

Se ha estimado un costo para la finalización del Proyecto de $ 200.000 y los terrenos se valorizan en $ 150.000. Para el cálculo del valor residual se supone que los terrenos al final del período, valorizan $ 300.000

En el rubro Equipos incluye los equipos instalados y la utilización de equipos para las obras, dado que se utiliza el mismo factor de conversión.

Sobre el final del período se incorporó el valor residual de las instalaciones calculado en 4.4.1. El resultado obtenido es:

V.P.BENEFICIOS		835000
V.P.COSTOS		4882900
V.P.N.	(12%)	-4047900
T.I.R.	-	-6,2 %

7.3. Análisis de Sensibilidad

Para realizar el análisis de sensibilidad se ha calculado el V.P.N y la T.I.R, suponiendo que los costos de inversión y los costos totales disminuyen en 30 %, y que los beneficios se duplican o se triplican, los resultados obtenidos son:

	costos inversión -30%	costos totales -30%
V.P.N	-2983000	-2552000
T.I.R	-4,2 %	-1,8 %

	beneficios duplicados	beneficios triplicados
V.P.N	-3212800	-2377800
T.I.R	-0,3 %	3,7 %

7.4. Conclusiones

El resultado de la evaluación es negativo, debido a:

- la gran extensión de la red y la reducida densidad poblacional

- la pequeña cantidad de beneficios que se pueden cuantificar, aunque esta razón es común a este tipo de obras, por ello en la actualidad se utiliza otro tipo de evaluación costo - beneficio.

De acuerdo al análisis de sensibilidad realizado, y con la metodología de evaluación utilizada el proyecto como está planteado es inviable.

Cuadro Nº 1 Crecimiento de la Demanda

año	población total	población servida	número conexiones	porcentaje servido
1994	16521			
1995	16881	8305	2146	49
1996	17029	8470	2189	50
1997	17544	8555	2218	49
1998	18101	8648	2235	48
1999	18660	8710	2251	47
2000	19239	8803	2275	46
2001	19834	8980	2320	45
2002	20448	9145	2363	45
2003	21080	9282	2398	44
2004	21732	9421	2434	43
2005	22400	9595	2479	43
2006	22711	9733	2515	43
2007	23093	9875	2552	43
2008	23807	10020	2589	42
2009	24544	10140	2620	41
2010	25303	10245	2647	40
2011	26059	10350	2674	40
2012	26800	10510	2716	39
2013	27582	12397	3273	45
2014	28290	13558	3503	48
2015	29014	14482	3741	50
2016	29911	15175	3921	51
2017	30521	15890	4105	52
2018	31144	16595	4288	53
2019	31459	17468	4514	56
2020	31649	18863	4874	60
2021	31766	20173	5213	64
2022	31904	21300	5504	67
2023	32000	22400	5788	70

Cuadro Nº 2 Costos de Inversión Red alternativa PVC - 6 est. bombeo en pesos

año	conexiones	red	est.elevadora o.civil	est.elevadora o.eléctrica	cañería impulsión	total	valor residual
1994		632420				632420	108415
1995	343360	632420	199945	500000	99460	1775185	255037
1996	6880	24720				31600	7223
1997	4640	8240				12880	3312
1998	2720	8240				10960	3131
1999	2560	12360				14920	4689
2000	3840	12360				16200	5554
2001	7200	16480				23680	8795
2002	6880	28840				35720	14288
2003	5600	20600				26200	11229
2004	5760	20600				26360	12050
2005	7200	24720				31920	15504
2006	5760	20600				26360	13557
2007	5920	24720				30640	16633
2008	5920	20600				26520	15154
2009	4960	16480				21440	12864
2010	4320	16480				20800	13074
2011	4320	16480				20800	13669
2012	6720	24720				31440	21559
2013	89120	329600	116000	516000	92480	1143200	706000
2014	36800	131840				168640	125275
2015	38080	140080				178160	137438
2016	29100	107120				136220	108976
2017	29440	111240				140680	116563
2018	29280	107120	58000	258000	47956	500356	401234
2019	36160	131840				168000	148800
2020	57600	210120				267720	244773
2021	54240	201880				256120	241485
2022	46560	168920				215480	209323
2023	45440	168920				214360	214360
				Totales		6204981	3209964

Cuadro Nº 3 Costos de Inversión Red alternativa PVC - 3 est. bombeo en pesos

año	conexiones	red	est.elevadora o.civil	est.elevadora o.eléctrica	cañería impulsión	total	valor residual
1994		745396				745396	127782
1995	377696	745396	138496	310000	68249	1639837	265967
1996	7568	29136				36704	8389
1997	5104	19424				24528	6307
1998	2992	9712				12704	3630
1999	2816	14568				17384	5464
2000	4224	14568	83945	240000	50061	392798	52388
2001	7920	29136				37056	13764
2002	7568	33992				41560	16624
2003	6160	24280				30440	13046
2004	6336	24280				30616	13996
2005	7920	29136				37056	17999
2006	6512	24280				30792	15836
2007	6512	29136				35648	19352
2008	6512	24280				30792	17595
2009	5456	19424				24880	14928
2010	4752	19424				24176	15196
2011	4752	19424				24176	15887
2012	7392	29136				36528	25048
2013	98032	388480		842040		1328552	768529
2014	40480	155392				195872	145505
2015	42592	165104				207696	160223
2016	31680	126256				157936	126349
2017	32384	131112				163496	135468
2018	32208	126256				158464	135826
2019	39776	155392				195168	172863
2020	63360	247656				311016	284357
2021	59664	237944				297608	280602
2022	51216	199096				250312	243160
2023	49984	199096				249080	249080
				Totales		6768271	3371160

Cuadro Nº 4

Costos de Inversión Red
alternativa AC - 6 est. bombeo
en pesos

año	conexiones	red	est.elevadora o.civil	est.elevadora o.eléctrica	cañería impulsión	total	valor residual
1994		642858				642858	110204
1995	386288	642858	199945	500000	99460	1828551	265710
1996	7740	25128				32868	7513
1997	5220	16752				21972	5650
1998	3060	8376				11436	3267
1999	2880	12564				15444	4854
2000	4320	12564				16884	5789
2001	8100	12564				20664	7675
2002	7740	29316				37056	14822
2003	6300	20940				27240	11674
2004	6480	20940				27420	12535
2005	8100	25128				33228	16139
2006	6480	20940				27420	14102
2007	6660	25128				31788	17256
2008	6660	20940				27600	15771
2009	5580	16752				22332	13399
2010	4860	16752				21612	13585
2011	4860	16752				21612	14202
2012	7560	16752				24312	16671
2013	100260	335040	116000	516000	92480	1159780	717843
2014	41400	134016				175416	130309
2015	42840	142392				185232	142893
2016	32400	108888				141288	113030
2017	33120	113076				146196	121134
2018	32940	108888	58000	258000	47956	505784	405886
2019	40680	134016				174696	154731
2020	64800	213588				278388	254526
2021	61020	205212				266232	251019
2022	52380	171708				224088	217685
2023	51120	171708				222828	222828
				Totales		6372225	3302705

Cuadro Nº 5 Costos de Inversión Red alternativa AC - 3 est. bombeo en pesos

año	conexiones	red	est.elevadora o.civil	est.elevadora o.eléctrica	cañería impulsión	total	valor residual
1994		752611				752611	129019
1995	454952	752611	138496	310000	68249	1724308	282862
1996	9116	29418				38534	8808
1997	6148	19612				25760	6624
1998	3604	9806				13410	3831
1999	3392	14709				18101	5689
2000	5088	14709	83945	240000	50061	393803	52732
2001	9540	29418				38958	14470
2002	9116	34321				43437	17375
2003	7420	24515				31935	13686
2004	7632	24515				32147	14696
2005	9540	29418				38958	18922
2006	7632	24515				32147	16533
2007	7844	29418				37262	20228
2008	7844	24515				32359	18491
2009	6572	19612				26184	15710
2010	5724	19612				25336	15925
2011	5724	19612				25336	16649
2012	8904	29418				38322	26278
2013	118083	392240		842040		1352363	785536
2014	48760	107866				156626	116351
2015	50456	166702				217158	167522
2016	38160	127478				165638	132510
2017	39008	132381				171389	142008
2018	38796	127478				166274	142521
2019	47912	156896				204808	181401
2020	76320	250053				326373	298398
2021	71868	240247				312115	294280
2022	61692	201023				262715	255209
2023	60208	201023				261231	261231
				Totales		6965597	3475497

Cuadro Nº 6

Costos de Inversión Plantas de Tratamiento

en pesos

ALTERNATIVA	planta 1			planta 2			planta 3		
año	ubicac.1	ubicac.2	ubicac.3	ubicac.1	ubicac.2	ubicac.3	ubicac.1	ubicac.2	ubicac.3
1994									
1995	2439000	2507510	2388159	2402700	2471210	2409710	2013319	2081829	2111750
1996									
1997									
1998									
1999									
2000							446685	446685	460500
2001									
2002									
2003									
2004									
2005				330500	330500	322237			
2006									
2007									
2008							446685	446685	460500
2009									
2010									
2011									
2012									
2013	858000	858000	839124	330500	330500	322237			
2014									
2015									
2016							446685	446685	460500
2017									
2018									
2019									
2020									
2021									
2022									
2023									
Costo Total	3297000	3365510	3227283	3063700	3132210	3054184	3353374	3421884	3493250
V. Residual	562138	562138	549771	341897	341897	333349	646923	646923	666931

Cuadro Nº 7

Costos de Operación y Mantenimiento - Redes

en pesos

	red PVC 3 est. bombeo					red PVC 6 est. bombeo				
año	material	personal	e.eléc.	vehículo	total	material	personal	e.eléc.	vehículo	total
1994										
1995	14684	40157	5689	6844	67374	16542	40157	6478	6844	70020
1996	29736	80314	11604	13688	135342	33399	80314	13213	13688	140614
1997	29981	80314	11761	13688	135744	33528	80314	13393	13688	140923
1998	30108	80314	11847	13688	135957	33637	80314	13491	13688	141130
1999	30282	80314	11933	13688	136217	33786	80314	13588	13688	141376
2000	37670	80314	12060	13688	143732	33949	80314	13733	13688	141684
2001	38041	80314	12303	13688	144346	34185	80314	14009	13688	142196
2002	38456	80314	12529	13688	144987	34543	80314	14266	13688	142811
2003	38760	80314	12716	13688	145478	34805	80314	14480	13688	143287
2004	39067	80314	12907	13688	145976	35068	80314	14697	13688	143767
2005	39437	80314	13145	13688	146584	35387	80314	14968	13688	144357
2006	39745	80314	13334	13688	147081	35651	80314	15183	13688	144836
2007	40102	80314	13529	13688	147633	35957	80314	15405	13688	145364
2008	40409	80314	13727	13688	148138	36222	80314	15631	13688	145855
2009	40658	80314	13892	13688	148552	36437	80314	15818	13688	146257
2010	40900	80314	14036	13688	148938	36645	80314	15982	13688	146629
2011	41142	80314	14180	13688	149324	36853	80314	16146	13688	147001
2012	41507	80314	14481	13688	149990	37167	80314	16315	13688	147484
2013	71632	95000	17354	13688	197674	57994	95000	16396	13688	183078
2014	73591	95000	18574	13688	200853	62681	95000	19760	13688	191129
2015	75668	95000	20077	13688	204433	61463	95000	21150	13688	191301
2016	77247	95000	20790	13688	206725	62822	95000	22862	13688	194372
2017	78882	95000	21769	13688	209339	64229	95000	23673	13688	196590
2018	80467	95000	22735	13688	211890	65592	95000	24788	13688	199068
2019	82418	95000	23931	13688	215037	67273	95000	25888	13688	201849
2020	85528	95000	25842	13688	220058	70142	95000	27250	13688	206080
2021	88502	95000	27637	13688	224827	72711	95000	29426	13688	210825
2022	91005	95000	29181	13688	228874	74865	95000	31470	13688	215023
2023	93496	95000	30688	13688	232872	77009	95000	34959	13688	220656

Cuadro Nº 8 Costos de Operación y Mantenimiento - Redes

en pesos

	red AC 3 est. bombeo					red AC 6 est. bombeo				
año	material	personal	e.eléc.	vehículo	total	material	personal	e.eléc.	vehículo	total
1994										
1995	15143	40157	5689	6844	67833	14929	40157	6478	6844	68408
1996	30671	80314	11604	13688	136277	30187	80314	13213	13688	137402
1997	30929	80314	11761	13688	136692	30407	80314	13393	13688	137802
1998	31063	80314	11847	13688	136912	30521	80314	13491	13688	138014
1999	31242	80314	11933	13688	137177	30675	80314	13588	13688	138265
2000	38642	80314	12060	13688	144704	30844	80314	13733	13688	138579
2001	39031	80314	12303	13688	145336	31051	80314	14009	13688	139062
2002	39466	80314	12529	13688	145997	31421	80314	14266	13688	139689
2003	39785	80314	12716	13688	146503	31694	80314	14480	13688	140176
2004	40106	80314	12907	13688	147015	31768	80314	14697	13688	140467
2005	40496	80314	13145	13688	147643	32078	80314	14968	13688	141048
2006	40818	80314	13334	13688	148154	32374	80314	15183	13688	141559
2007	41190	80314	13529	13688	148721	32692	80314	15408	13688	142102
2008	41514	80314	13727	13688	149243	32968	80314	15631	13688	142601
2009	41776	80314	13892	13688	149670	33192	80314	15818	13688	143012
2010	42034	80314	14036	13688	150072	33408	80314	15982	13688	143392
2011	42282	80314	14180	13688	150464	33624	80314	16146	13688	143772
2012	42666	80314	14481	13688	151149	33867	80314	16395	13688	144264
2013	73030	95000	17354	13688	199072	54860	95000	18396	13688	181944
2014	74596	95000	18574	13688	201858	56614	95000	19760	13688	185062
2015	76767	95000	20077	13688	205532	58466	95000	21150	13688	188304
2016	78424	95000	20790	13688	207902	59879	95000	22862	13688	191429
2017	80137	95000	21769	13688	210594	61341	95000	23673	13688	193702
2018	81800	95000	22735	13688	213223	71082	95000	24788	13688	204558
2019	83849	95000	23931	13688	216468	72229	95000	25888	13688	206805
2020	87112	95000	25842	13688	221642	75612	95000	27250	13688	211550
2021	90234	95000	27637	13688	226559	78274	95000	29426	13688	216388
2022	92861	95000	29181	13688	230730	80515	95000	31470	13688	220673
2023	95473	95000	30688	13688	234849	82713	95000	34959	13688	226360

Cuadro Nº 9 Costos de Operación y Mantenimiento Plantas de Tratamiento

en pesos

	planta 1 ubicación 1					planta 1 ubicación 2					planta 1 ubicación 3				
año	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total
1994															
1995	5268	8031	12557	2914	28770	5366	8031	12557	2914	25955	5111	8031	12557	2914	28613
1996	52682	80314	128066	29442	290504	53660	80314	128066	29442	262040	51107	80314	128066	29442	288929
1997	52682	80314	129805	29656	292457	53660	80314	129805	29656	263779	51107	80314	129805	29656	290682
1998	52682	80314	130758	29773	293527	53660	80314	130758	29773	264732	51107	80314	130758	29773	291952
1999	52682	80314	131695	29889	294580	53660	80314	131695	29889	265669	51107	80314	131695	29889	293005
2000	52682	80314	133101	30061	296158	53660	80314	133101	30061	267075	51107	80314	133101	30061	294583
2001	52682	80314	135776	30391	299163	53660	80314	135776	30391	269750	51107	80314	135776	30391	297588
2002	52682	80314	138872	30698	302566	53660	80314	138872	30698	272846	51107	80314	138872	30698	300991
2003	52682	80314	140344	30953	304293	53660	80314	140344	30953	274318	51107	80314	140344	30953	302718
2004	52682	80314	142445	31211	306652	53660	80314	142445	31211	276419	51107	80314	142445	31211	305077
2005	52682	80314	145076	31534	309606	53660	80314	145076	31534	279050	51107	80314	145076	31534	308031
2006	52682	80314	147163	31791	311950	53660	80314	147163	31791	281137	51107	80314	147163	31791	310375
2007	52682	80314	149310	32056	314362	53660	80314	149310	32056	283284	51107	80314	149310	32056	312787
2008	52682	80314	151502	32325	316823	53660	80314	151502	32325	285476	51107	80314	151502	32325	315248
2009	52682	80314	153317	32548	318861	53660	80314	153317	32548	287291	51107	80314	153317	32548	317286
2010	52682	80314	154904	32744	320644	53660	80314	154904	32744	288878	51107	80314	154904	32744	319069
2011	52682	80314	156418	32939	322353	53660	80314	156418	32939	290392	51107	80314	156418	32939	320778
2012	52682	80314	158911	33236	325143	53660	80314	158911	33236	292885	51107	80314	158911	33236	323568
2013	71214	95000	191595	37249	395058	72193	95000	191595	37249	358788	69063	95000	191595	37249	392907
2014	71214	95000	204997	38906	410117	72193	95000	204997	38906	372190	69063	95000	204997	38906	407966
2015	71214	95000	221584	40946	428744	72193	95000	221584	40946	388777	69063	95000	221584	40946	426593
2016	71214	95000	229446	41314	436974	72193	95000	229446	41314	396639	69063	95000	229446	41314	434823
2017	71214	95000	240257	43243	449714	72193	95000	240257	43243	407450	69063	95000	240257	43243	447563
2018	71214	95000	250916	44555	461685	72193	95000	250916	44555	418109	69063	95000	250916	44555	459534
2019	71214	95000	264116	46178	476508	72193	95000	264116	46178	431309	69063	95000	264116	46178	474357
2020	71214	95000	285209	48773	500196	72193	95000	285209	48773	452402	69063	95000	285209	48773	498045
2021	71214	95000	305016	51210	522440	72193	95000	305016	51210	472209	69063	95000	305016	51210	520289
2022	71214	95000	322016	53306	541536	72193	95000	322016	53306	489209	69063	95000	322016	53306	539385
2023	71214	95000	338720	55352	560286	72193	95000	338720	55352	505913	69063	95000	338720	55352	558135

Cuadro Nº 10 Costos de Operación y Mantenimiento Plantas de Tratamiento

en pesos

	planta 2 ubicación 1					planta 2 ubicación 2					planta 2 ubicación 3				
año	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total
1994															
1995	4181	80031	939	1369	14519	4300	80031	939	1369	14639	4193	80031	939	1369	14532
1996	41807	80314	9500	13688	145309	42999	80314	9500	13688	146501	41929	80314	9500	13688	145431
1997	41807	80314	9701	13688	145510	42999	80314	9701	13688	146702	41929	80314	9701	13688	145632
1998	41807	80314	9772	13688	145581	42999	80314	9772	13688	146773	41929	80314	9772	13688	145703
1999	41807	80314	9842	13688	145651	42999	80314	9842	13688	146843	41929	80314	9842	13688	145773
2000	41807	80314	9947	13688	145756	42999	80314	9947	13688	146948	41929	80314	9947	13688	145878
2001	41807	80314	10147	13688	145956	42999	80314	10147	13688	147148	41929	80314	10147	13688	146078
2002	41807	80314	10334	13688	146143	42999	80314	10334	13688	147335	41929	80314	10334	13688	146265
2003	41807	80314	10488	13688	146297	42999	80314	10488	13688	147489	41929	80314	10488	13688	146419
2004	41807	80314	10646	13688	146455	42999	80314	10646	13688	147647	41929	80314	10646	13688	146577
2005	47557	80314	10842	13688	152401	48750	80314	10842	13688	153594	47536	80314	10842	13688	152380
2006	47557	80314	10998	13688	152557	48750	80314	10998	13688	153750	47536	80314	10998	13688	152536
2007	47557	80314	11159	13688	152718	48750	80314	11159	13688	153911	47536	80314	11159	13688	152697
2008	47557	80314	11323	13688	152882	48750	80314	11323	13688	154075	47536	80314	11323	13688	152861
2009	47557	80314	11458	13688	153017	48750	80314	11458	13688	154210	47536	80314	11458	13688	152996
2010	47557	80314	11577	13688	153136	48750	80314	11577	13688	154329	47536	80314	11577	13688	153115
2011	47557	80314	11696	13688	153255	48750	80314	11696	13688	154448	47536	80314	11696	13688	153234
2012	47557	80314	11876	13688	153435	48750	80314	11876	13688	154628	47536	80314	11876	13688	153414
2013	53317	95000	14314	13688	176319	54501	95000	14314	13688	177503	53142	95000	14314	13688	176144
2014	53317	95000	15320	13688	177325	54501	95000	15320	13688	178509	53142	95000	15320	13688	177150
2015	53317	95000	16560	13688	178565	54501	95000	16560	13688	179749	53142	95000	16560	13688	178390
2016	53317	95000	17148	13688	179153	54501	95000	17148	13688	180337	53142	95000	17148	13688	178978
2017	53317	95000	17956	13688	179961	54501	95000	17956	13688	181145	53142	95000	17956	13688	179786
2018	53317	95000	18752	13688	180757	54501	95000	18752	13688	181941	53142	95000	18752	13688	180582
2019	53317	95000	19739	13688	181744	54501	95000	19739	13688	182928	53142	95000	19739	13688	181569
2020	53317	95000	21315	13688	183320	54501	95000	21315	13688	184504	53142	95000	21315	13688	183145
2021	53317	95000	22795	13688	184800	54501	95000	22795	13688	185984	53142	95000	22795	13688	184625
2022	53317	95000	24069	13688	186074	54501	95000	24069	13688	187258	53142	95000	24069	13688	185899
2023	53317	95000	25312	13688	187317	54501	95000	25312	13688	188501	53142	95000	25312	13688	187142

Cuadro Nº 11 Costos de Operación y Mantenimiento Plantas de Tratamiento

en pesos

	planta 3 ubicación 1					planta 3 ubicación 2					planta 3 ubicación 3				
año	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total	material	personal	e.eléc.	insumos	total
1994															
1995	3544	8031	1960	2174	15710	3664	8031	1960	2174	15830	3717	8031	1960	2174	15882
1996	35438	80314	19989	21904	157645	36640	80314	19989	21904	158847	37166	80314	19989	21904	159373
1997	35438	80314	20261	22015	158028	36640	80314	20261	22015	159230	37166	80314	20261	22015	159756
1998	35438	80314	20409	22077	158238	36640	80314	20409	22077	159440	37166	80314	20409	22077	159966
1999	35438	80314	20556	22137	158445	36640	80314	20556	22137	159647	37166	80314	20556	22137	160173
2000	43299	80314	20775	22227	166615	44502	80314	20775	22227	167818	45272	80314	20775	22227	168588
2001	43299	80314	21193	22399	167205	44502	80314	21193	22399	168408	45272	80314	21193	22399	169178
2002	43299	80314	21582	22559	167754	44502	80314	21582	22559	168957	45272	80314	21582	22559	169727
2003	43299	80314	21906	22692	168211	44502	80314	21906	22692	169414	45272	80314	21906	22692	170184
2004	43299	80314	22234	22826	168673	44502	80314	22234	22826	169876	45272	80314	22234	22826	170646
2005	43299	80314	22642	22995	169250	44502	80314	22642	22995	170453	45272	80314	22642	22995	171223
2006	43299	80314	22970	23129	169712	44502	80314	22970	23129	170915	45272	80314	22970	23129	171685
2007	43299	80314	23305	23267	170185	44502	80314	23305	23267	171388	45272	80314	23305	23267	172158
2008	51161	95000	23647	23407	193215	52363	95000	23647	23407	194417	53346	95000	23647	23407	195400
2009	51161	95000	23930	23524	193615	52363	95000	23930	23524	194817	53346	95000	23930	23524	195800
2010	51161	95000	24178	23626	193965	52363	95000	24178	23626	195167	53346	95000	24178	23626	196150
2011	51161	95000	24426	23728	194315	52363	95000	24426	23728	195517	53346	95000	24426	23728	196500
2012	51161	95000	24804	23883	194848	52363	95000	24804	23883	196050	53346	95000	24804	23883	197033
2013	51161	95000	29894	25975	202030	52363	95000	29894	25975	203232	53346	95000	29894	25975	204215
2014	51161	95000	31997	26839	204997	52363	95000	31997	26839	206199	53346	95000	31997	26839	207182
2015	51161	95000	34586	27903	208650	52363	95000	34586	27903	209852	53346	95000	34586	27903	210835
2016	59022	95000	35813	28408	218243	60224	95000	35813	28408	219445	61481	95000	35813	28408	220702
2017	59022	95000	37500	29101	220623	60224	95000	37500	29101	221825	61481	95000	37500	29101	223082
2018	59022	95000	39164	29785	222971	60224	95000	39164	29785	224173	61481	95000	39164	29785	225430
2019	59022	95000	41224	30632	225878	60224	95000	41224	30632	227080	61481	95000	41224	30632	228337
2020	59022	95000	44517	31985	230524	60224	95000	44517	31985	231726	61481	95000	44517	31985	232983
2021	59022	95000	47608	33256	234886	60224	95000	47608	33256	236088	61481	95000	47608	33256	237345
2022	59022	95000	50268	34349	238639	60224	95000	50268	34349	239841	61481	95000	50268	34349	241098
2023	59022	95000	52864	35416	242302	60224	95000	52864	35416	243504	61481	95000	52864	35416	244761

Cuadro Nº 12 Cuadro de Costo Presente de Red Colectora

Alternativa Red PVC 3 Est. Bombeo			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994	745396		745396
1995	1639837	67374	1707211
1996	36704	135342	172046
1997	24528	135774	160302
1998	12704	135957	148661
1999	17384	136217	153601
2000	392798	143732	536530
2001	37056	144346	181402
2002	41560	144987	186547
2003	30440	145478	175918
2004	30616	145976	176592
2005	37056	146584	183640
2006	30792	147081	177873
2007	35648	147633	183281
2008	30792	148138	178930
2009	24880	148552	173432
2010	24176	148938	173114
2011	24176	149324	173500
2012	36528	149990	186518
2013	1328552	197674	1526226
2014	195872	200853	396725
2015	207696	204433	412129
2016	157936	206725	364661
2017	163496	209339	372835
2018	158464	211890	370354
2019	195168	215037	410205
2020	311016	220058	531074
2021	297608	224827	522435
2022	250312	228874	479186
2023	249080	232872	-2889208

VPN (8%)	4312862
VPN (10%)	3829572
VPN (12%)	3451528
VPN (14%)	3150826

Alternativa Red PVC 6 Est. Bombeo			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994	632420		632420
1995	1775185	70020	1845205
1996	31600	140614	172214
1997	12880	140923	153803
1998	10960	141130	152090
1999	14920	141376	156296
2000	16200	141684	157884
2001	23680	142196	165876
2002	35720	142811	178531
2003	26200	143287	169487
2004	26360	143767	170127
2005	31920	144357	176277
2006	26360	144836	171196
2007	30640	145364	176004
2008	26520	145855	172375
2009	21440	146257	167697
2010	20800	146629	167429
2011	20800	147001	167801
2012	31440	147484	178924
2013	1143200	183078	1326278
2014	168640	191129	359769
2015	178160	191301	369461
2016	136220	194372	330592
2017	140680	196590	337270
2018	500356	199068	699424
2019	168000	201849	369849
2020	267720	206080	473800
2021	256120	210825	466945
2022	215480	215023	430503
2023	214360	220656	-2774948

VPN (8%)	4036168
VPN (10%)	3593026
VPN (12%)	3247792
VPN (14%)	2974045

Cuadro Nº 13 Cuadro de Costo Presente de Red Colectora

Alternativa Red AC 3 Est. Bombeo			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994	752611		752611
1995	1724308	67833	1792141
1996	38534	136277	174811
1997	25760	136692	162452
1998	13410	136912	150322
1999	18101	137177	155278
2000	393803	144704	538507
2001	38958	145336	184294
2002	43437	145997	189434
2003	31935	146503	178438
2004	32147	147015	179162
2005	38958	147643	186601
2006	32147	148154	180301
2007	37262	148721	185983
2008	32359	149243	181602
2009	26184	149670	175854
2010	25336	150072	175408
2011	25336	150464	175800
2012	38322	151149	189471
2013	1352363	199072	1551435
2014	156626	201858	358484
2015	217158	205532	422690
2016	165638	207902	373540
2017	171389	210594	381983
2018	166274	213223	379497
2019	204808	216468	421276
2020	326373	221642	548015
2021	312115	226559	538674
2022	262715	230730	493445
2023	261231	234849	-2979417

VPN (8%)	4413276
VPN (10%)	3923898
VPN (12%)	3540505
VPN (14%)	3235104

Alternativa Red AC 6 Est. Bombeo			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994	642858		642858
1995	1828551	68408	1896959
1996	32868	137402	170270
1997	21972	137802	159774
1998	11436	138014	149450
1999	15444	138265	153709
2000	16884	138579	155463
2001	20664	139062	159726
2002	37056	139689	176745
2003	27240	140176	167416
2004	27420	140467	167887
2005	33228	141048	174276
2006	27420	141559	168979
2007	31788	142102	173890
2008	27600	142601	170201
2009	22332	143012	165344
2010	21612	143392	165004
2011	21612	143772	165384
2012	24312	144264	168576
2013	159780	281944	441724
2014	175416	185062	360478
2015	185232	188304	373536
2016	141288	191429	332717
2017	146196	193702	339898
2018	505784	204558	710342
2019	174696	206805	381501
2020	278388	211550	489938
2021	266232	216388	482620
2022	224088	220673	444761
2023	222828	226360	-2853517

VPN (8%)	3887330
VPN (10%)	3503194
VPN (12%)	3197945
VPN (14%)	2951412

Cuadro Nº 14

Cuadro de Costo Presente de Plantas de Tratamiento
en pesos

Alternativa Planta 1 Ubicación 1			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2439000	28770	2467770
1996		290504	290504
1997		292457	292457
1998		293527	293527
1999		294580	294580
2000		296158	296158
2001		299163	299163
2002		302566	302566
2003		304293	304293
2004		306652	306652
2005		309606	309606
2006		311950	311950
2007		314362	314362
2008		316823	316823
2009		318861	318861
2010		320644	320644
2011		322353	322353
2012		325143	325143
2013	858000	395058	1253058
2014		410117	410117
2015		128744	128744
2016		436974	436974
2017		449714	449714
2018		461685	461685
2019		476508	476508
2020		500196	500196
2021		522440	522440
2022		541536	541536
2023		560286	-1852

VPN (8%)	5742943
VPN (10%)	5043778
VPN (12%)	4519621
VPN (14%)	4116674

Alternativa Planta 1 Ubicación 2			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2507510	259555	2767065
1996		262040	262040
1997		263779	263779
1998		264732	264732
1999		265669	265669
2000		267075	267075
2001		269750	269750
2002		272846	272846
2003		274318	274318
2004		276419	276419
2005		279050	279050
2006		281137	281137
2007		283284	283284
2008		285476	285476
2009		287291	287291
2010		288878	288878
2011		290392	290392
2012		292885	292885
2013	858000	358088	1216088
2014		372190	372190
2015		388777	388777
2016		396639	396639
2017		407450	407450
2018		418109	418109
2019		431309	431309
2020		452402	452402
2021		472209	472209
2022		489209	489209
2023		505913	-56225

VPN (8%)	5750349
VPN (10%)	5089339
VPN (12%)	4593199
VPN (14%)	4211237

Alternativa Planta 1 Ubicación 3			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2388159	286013	2674172
1996		288929	288929
1997		290882	290882
1998		291952	291952
1999		293005	293005
2000		294583	294583
2001		297588	297588
2002		300991	300991
2003		302718	302718
2004		305077	305077
2005		308031	308031
2006		310375	310375
2007		312787	312787
2008		315248	315248
2009		317286	317286
2010		319069	319069
2011		320778	320778
2012		323568	323568
2013	839124	392907	1232031
2014		407966	407966
2015		426593	426593
2016		434823	434823
2017		447563	447563
2018		459534	459534
2019		434357	434357
2020		498045	498045
2021		520289	520289
2022		539385	539385
2023		558135	8364

VPN (8%)	5967620
VPN (10%)	5251959
VPN (12%)	4715922
VPN (14%)	4304162

Cuadro Nº 15

Cuadro de Costo Presente de Plantas de Tratamiento
en pesos

Alternativa Planta 2 Ubicación 1			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2402700	14519	2417219
1996		145309	145309
1997		145510	145510
1998		145581	145581
1999		145651	145651
2000		145756	145756
2001		145956	145956
2002		146143	146143
2003		146297	146297
2004		146455	146455
2005	330500	152401	482901
2006		152557	152557
2007		152718	152718
2008		152882	152882
2009		153017	153017
2010		153136	153136
2011		153255	153255
2012		153435	153435
2013	330500	176319	506819
2014		177325	177325
2015		178565	178565
2016		179153	179153
2017		179961	179961
2018		180757	180757
2019		181744	181744
2020		183320	183320
2021		184800	184800
2022		186074	186074
2023		187317	-154580

VPN (8%)	3992529
VPN (10%)	3634075
VPN (12%)	3355627
VPN (14%)	3134731

Alternativa Planta 2 Ubicación 2			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2471210	14639	2485849
1996		146501	146501
1997		146702	146702
1998		146773	146773
1999		146843	146843
2000		146948	146948
2001		147148	147148
2002		147335	147335
2003		147489	147489
2004		147647	147647
2005	330500	153594	484094
2006		153750	153750
2007		153911	153911
2008		154075	154075
2009		154210	154210
2010		154329	154329
2011		154448	154448
2012		154628	154628
2013	330500	177503	508003
2014		178508	178508
2015		179749	179749
2016		180337	180337
2017		181145	181145
2018		181941	181941
2019		182928	182928
2020		184504	184504
2021		185984	185984
2022		187258	187258
2023		188501	-153396

VPN (8%)	4068261
VPN (10%)	3706544
VPN (12%)	3425597
VPN (14%)	3202208

Alternativa Planta 2 Ubicación 3			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2409710	14532	2424242
1996		145431	145431
1997		145632	145632
1998		145703	145703
1999		145773	145773
2000		145878	145878
2001		146078	146078
2002		146265	146265
2003		146419	146419
2004		146577	146577
2005	322237	152380	474617
2006		152536	152536
2007		152697	152697
2008		152861	152861
2009		152996	152996
2010		153115	153115
2011		153234	153234
2012		153414	153414
2013	322237	176144	498381
2014		177150	177150
2015		178390	178390
2016		178978	178978
2017		179786	179786
2018		180582	180582
2019		181569	181569
2020		183145	183145
2021		184625	184625
2022		185899	185899
2023		187142	-146207

VPN (8%)	3994828
VPN (10%)	3637143
VPN (12%)	3359494
VPN (14%)	3138855

Cuadro Nº 16

Cuadro de Costo Presente de Plantas de Tratamiento
en pesos

Alternativa Planta 3 Ubicación 1			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2013319	15710	2029029
1996		157645	157645
1997		158028	158028
1998		158238	158238
1999		158445	158445
2000	446685	166615	613300
2001		167205	167205
2002		167754	167754
2003		168211	168211
2004		168673	168673
2005		169250	169250
2006		169712	169712
2007		170185	170185
2008	446685	193215	639900
2009		193615	193615
2010		193965	193965
2011		194315	194315
2012		194848	194848
2013		202030	202030
2014		204997	204997
2015		206650	206650
2016	446685	218243	664928
2017		220623	220623
2018		222971	222971
2019		225878	225878
2020		230524	230524
2021		234886	234886
2022		238639	238639
2023		242302	-404621

VPN (8%)	4144860
VPN (10%)	3709725
VPN (12%)	3373350
VPN (14%)	3107555

Alternativa Planta 3 Ubicación 2			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2081929	15830	2097759
1996		158847	158847
1997		159230	159230
1998		159440	159440
1999		159647	159647
2000	446685	167818	614503
2001		168408	168408
2002		168957	168957
2003		169414	169414
2004		169876	169876
2005		170453	170453
2006		170915	170915
2007		171388	171388
2008	446685	194417	641102
2009		194817	194817
2010		195167	195167
2011		195517	195517
2012		196050	196050
2013		203232	203232
2014		206199	206199
2015		209852	209852
2016	446685	219445	666130
2017		221825	221825
2018		224173	224173
2019		227080	227080
2020		231726	231726
2021		236088	236088
2022		239841	239841
2023		243504	-403419

VPN (8%)	4220803
VPN (10%)	3782380
VPN (12%)	3443288
VPN (14%)	3175186

Alternativa Planta 3 Ubicación 3			
Año	Inversión	Op./Mant.	Total
1994			
1995	2111750	15882	2127632
1996		159373	159373
1997		159756	159756
1998		159966	159966
1999		160173	160173
2000	460500	168588	629088
2001		169178	169178
2002		169727	169727
2003		170184	170184
2004		170646	170646
2005		171223	171223
2006		171685	171685
2007		172158	172158
2008	460500	195400	655900
2009		195800	195800
2010		196150	196150
2011		196500	196500
2012		197033	197033
2013		204215	204215
2014		207182	207182
2015		210635	210635
2016	460500	220702	681202
2017		223082	223082
2018		225430	225430
2019		228337	228337
2020		232983	232983
2021		237345	237345
2022		241098	241098
2023		244761	-422170

VPN (8%)	4270402
VPN (10%)	3827901
VPN (12%)	3485474
VPN (14%)	3214619

PROYECTO : DESAGÜES CLOACALES DE LA CIUDAD DE PIRANE

en miles de pesos

ALTERNATIVA: RED AC 6 EST. BOMBEO - PLANTA TIPO 2 UBICACION 1

COMPONENTES	RED	PLANTAS	FINANCIERO	FACTOR	ECONOMICO	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
PROYECTO Y ADMINISTRACION			200,0	0,6940	138,8	138,8									
TERRENOS			150,0	0,7000	105,0	105,0									
OBRA CIVIL	6872,2	3913,7	9765,9	0,6902	6316,5										
Mano de obra	1274,4	378,8	1653,2	0,6940	982,0	76,4	391,2	3,9	2,8	1,4	1,5	2,0	2,5	4,4	3,2
Materiales Nacionales	1911,7	534,5	2486,1	0,7184	1746,2	138,2	596,5	7,1	4,7	2,5	3,9	5,6	4,4	6,0	5,9
Equipos	1083,5	1049,9	2132,2	0,6960	1482,7	75,0	769,6	3,6	2,6	1,3	1,8	2,0	2,4	4,3	3,2
Gastos Grales e Indirectos	2102,8	981,5	3084,4	0,6940	2120,6	147,2	884,7	7,3	5,0	2,6	3,5	3,9	4,7	5,5	6,2
COSTO TOTAL INVERSION	6872,2	3913,7	6835,9	0,6906	6560,8	680,5	2778,0	22,3	14,8	7,8	10,5	11,5	14,8	25,2	18,5
VALOR RESIDUAL			3944,2	0,6906	2885,3										
COSTOS ADM,OPER & MANT															
Mano de Obra			4865,0	0,6940	2869,8		28,3	65,4	65,4	65,4	65,4	65,4	65,4	65,4	65,4
Materiales			2656,8	0,7184	1908,2		13,7	51,8	51,7	51,8	51,8	52,0	52,2	52,8	52,7
Energía Eléctrica			987,8	0,6900	779,1		8,2	19,9	19,2	19,9	19,4	19,7	20,0	20,4	20,7
Vehículo			774,7	0,6960	531,5		5,6	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8
COSTO ANUAL ADM,O & M							51,8	184,8	185,1	185,8	185,6	186,8	186,4	187,1	187,6
COSTO TOTAL ANUAL						680,5	2830,7	207,0	200,0	193,1	190,1	197,4	200,5	212,2	206,1
CONEXIONES							2148	2189	2218	2235	2251	2278	2320	2363	2398
BENEFICIOS			FINANCIEROS	FACTOR	ECONOMICO										
Construcción Pozos			1751,5	0,7192	1259,7			37,9	37,0	36,7	36,7	36,8	37,4	37,8	37,1
Limpieza Pozos			602,6	0,7192	640,2			16,1	16,4	16,8	16,8	16,8	17,1	17,4	17,7
Limpieza Cunetas			4047,1	0,7192	2910,7			40,9	41,7	42,8	42,8	42,8	43,3	44,2	45,0
BENEFICIOS TOTALES			6701,2	0,7192	4819,8	0,0	0,0	94,9	95,1	96,9	96,0	96,8	97,8	99,9	99,9
FLUJO NETO BEN-COSTOS						-680,5	-2980,7	-112,8	-104,9	-97,5	-100,1	-100,8	-102,7	-113,2	-106,2

RESULTADOS DE LA EVALUACION ECONOMICA

(Miles de pesos a precios de eficiencia)

VALOR PRESENTE BENEFICIOS	835,0
VALOR PRESENTE COSTOS	-4863,9
VALOR PRESENTE NETO	-4047,9
TASA INTERNA DE RETORNO	-6,5%

2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
29,5	3,3	3,8	3,3	2,7	2,6	2,8	3,9	168,5	20,8	22,0	16,6	17,4	60,1	20,8	38,1	31,8	28,8	20,6
49,8	5,9	6,8	5,9	4,8	4,6	4,6	5,2	291,9	37,7	39,8	30,4	31,4	108,7	37,5	50,8	57,2	46,2	47,9
65,5	3,2	3,7	3,2	2,6	2,5	2,5	2,5	216,9	20,5	21,6	16,6	17,0	59,0	20,4	32,5	31,0	26,1	26,0
62,8	6,8	7,3	6,8	5,1	4,9	4,9	5,8	341,8	40,2	42,4	32,8	33,5	115,8	40,0	68,8	61,0	51,8	51,0
248,0	18,6	21,6	18,6	15,2	14,7	14,7	16,5	1013,3	119,2	126,8	66,0	69,3	343,6	118,7	189,1	180,9	182,2	181,4
																		2085,3
95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	95,4	112,9	112,9	112,0	112,0	112,9	112,9	112,9	112,9	112,9	112,9	112,9
57,1	57,3	57,5	57,7	57,8	58,0	58,2	58,3	77,5	78,5	80,1	81,1	82,1	89,1	88,9	92,4	94,3	95,9	97,5
21,4	21,7	20,6	22,4	22,6	22,9	23,1	23,5	27,1	29,1	31,3	33,2	34,8	36,1	37,9	40,3	43,3	46,1	50,0
18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8	18,8
192,7	193,2	193,5	194,3	194,7	195,1	195,5	196,0	298,8	299,5	348,0	345,9	348,8	358,9	359,5	364,8	369,6	373,8	379,1
440,7	211,8	218,8	213,0	209,9	209,8	210,1	212,5	1249,8	358,7	368,9	341,9	347,7	600,5	378,1	453,4	450,1	428,8	-2254,8
2479	2515	2552	2589	2620	2647	2674	2716	3273	3603	3741	3821	4105	4288	4514	4874	5213	5504	5788
37,4	37,3	37,2	37,2	37,0	38,9	38,9	37,3	78,0	53,5	54,1	49,6	50,1	60,0	53,2	55,8	61,7	68,1	67,8
18,3	18,6	18,9	19,1	19,4	19,7	19,9	20,1	20,4	24,5	26,3	28,1	29,4	30,8	32,2	33,9	36,8	39,1	41,8
46,4	47,2	47,9	48,6	82,2	88,2	84,0	84,9	91,1	108,8	118,1	128,7	129,4	130,8	171,2	208,5	255,4	305,8	357,8
102,0	103,0	103,9	104,9	138,6	139,8	140,8	142,3	189,5	186,9	196,5	201,5	208,8	211,1	256,6	305,0	353,7	402,8	458,2
-880,7	-108,8	-115,9	-108,1	-71,2	-70,0	-69,3	-70,8	-1060,1	-171,8	-172,4	-140,4	-188,8	-269,4	-121,6	-147,8	-66,8	-22,8	2711,0

A N E X O

COPIAS PACIALES DE CATALOGOS COMERCIALES

Este Adjunto se incorpora al sólo efecto de aclarar aspectos dimensionales, funcionales, constructivos, etc. de cañerías y equipamiento electromecánico, sin que ello implique preferencia alguna de fabricantes y/o proveedores.-

Eternit RCP

Para sistemas colectores externos de desagües cloacales y pluviales.

Cinco ventajas Eternit

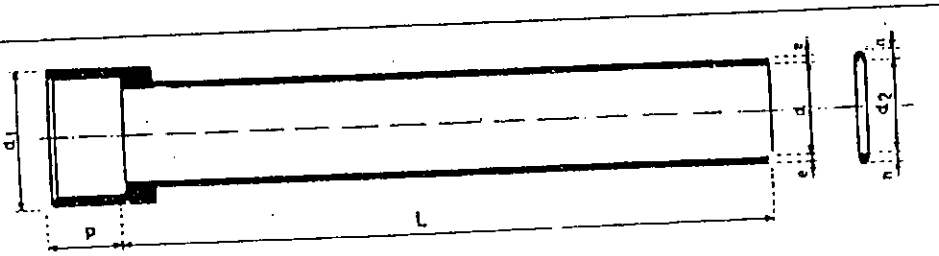
Ahorro
Superficie interior lisa que, a igualdad de diámetro evacua mayor caudal. Con el mismo diámetro y caudal acepta pendientes menores y el consiguiente ahorro en el costo de la obra.

Rapidez
Caños de mayor longitud que requieren menor número de juntas y, por lo tanto, mayor rapidez de instalación.

Seguridad
Uniones a espiga y enchufe con anillo de goma sintética, garantizan su seguridad y rapidez de colocación.

Manipuleo
Livianos, con facilidad en el manipuleo y economía en el transporte.

Resistencia
Soportan la agresión de líquidos y gases cloacales con una mayor vida útil.

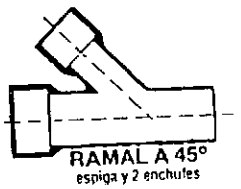


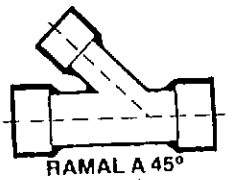
CAÑO Aprobado por O.S.N. y D.O.S.B.A.					anillo de goma sintética			CAÑO Aprobado por D.O.S.B.A.					anillo de goma sintética		
d mm	e mm	d_1 mm	p mm	Peso Kg/m	d_2 mm	n mm	Peso Kg	d mm	e mm	d_1 mm	p mm	Peso Kg/m	d_2 mm	n mm	Peso Kg
100	9	166	115	9	100	15	0.06	350	16	451	125	40	350	18	0.32
150	10	218	115	14	150	15	0.10	400	18	511	125	51	400	18	0.36
200	11	275	120	20	200	17	0.17	450	20	571	130	78	450	18	0.38
250	12	332	120	27	250	17	0.21	500	22	631	130	93	500	18	0.40
300	14	392	125	36	300	17	0.25	600	24	739	130	120	600	18	0.48

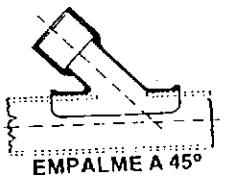
LONGITUD UTIL: L = 2, 4 y 5 metros.

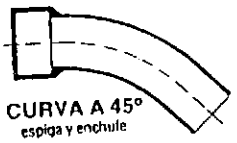
Los pesos son aproximados.

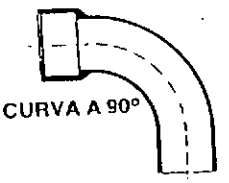
ACCESORIOS


RAMAL A 45°
espiga y 2 enchufes


RAMAL A 45°
3 enchufes


EMPALME A 45°


CURVA A 45°
espiga y enchufe


CURVA A 90°
Espiga y enchufe

TRANSICION

para conexión con cañería de cemento o material vítreo.

Aprobados por O.S.N.

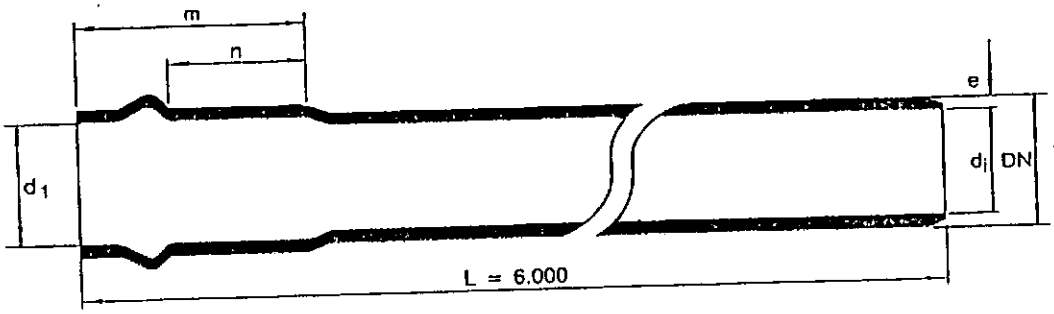
Eternit ARGENTINA

Solicite mayor información al Departamento Técnico-Comercial de Eternit Argentina S.A.

Fábrica 1: Valentín Gómez 151
Tel. 629-0111/8 - Télex 17075 ETARG-AR
1706 Haedo - Pcia. de Buenos Aires.
Fábrica 2: Av. Gral. Savio Norte 51
Tel. 22626 y 23110 - Télex 52710 - ETARG-AR
C.C. Nº 88 - 2400 - San Francisco - Córdoba.
Eternit Centro: Av. Santa Fe Nº 1102
Tel. 41-5208; 44-6933 - 1059 - Capital Federal
República Argentina.

LINEA KB

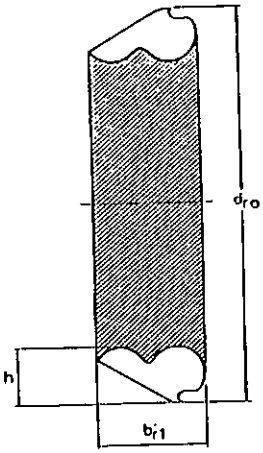
Tubos de PVC para redes cloacales



DN	e	d_1	d_i	m	n
200	4,0	200,6	192,0	151,3	81,6
250	4,9	250,6	240,2	168,4	88,2
315	6,2	315,7	302,6	192,2	96,8
355	7,0	355,7	341,0	206,4	102,0
400	7,9	400,8	384,2	220,0	108,7
500	9,8	500,9	480,4	255,0	121,5

Los tubos se fabrican bajo las Normas IRAM 13.325 y 13.326 que establecen dimensiones y características.

Junta deslizante KB-C



DN	d_{ro}	b_{r1}	h
200	239	30,0	16,0
250	297	34,0	19,0
315	368	39,0	21,0
355	412	42,0	22,0
400	465	46,0	25,0
500	578	55,0	30,0

La junta deslizante KB-C es elaborada en caucho sintético y responde a la Norma IRAM 113.047.

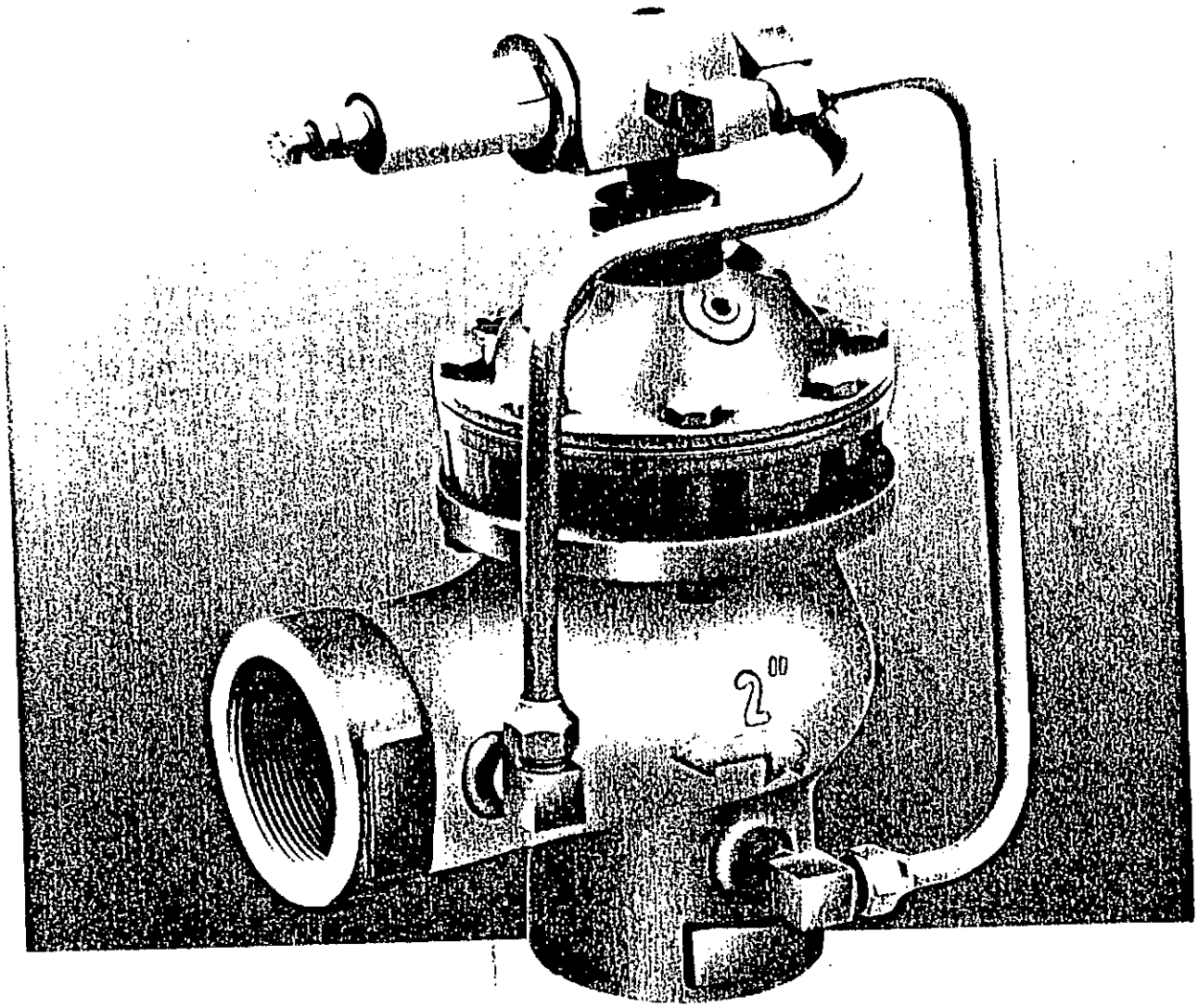
Dimensiones expresadas en mm.

OBLAK

CONTROL VALVES BERMAD

730-Q Series

PRESSURE RELIEF VALVE
Quick Model



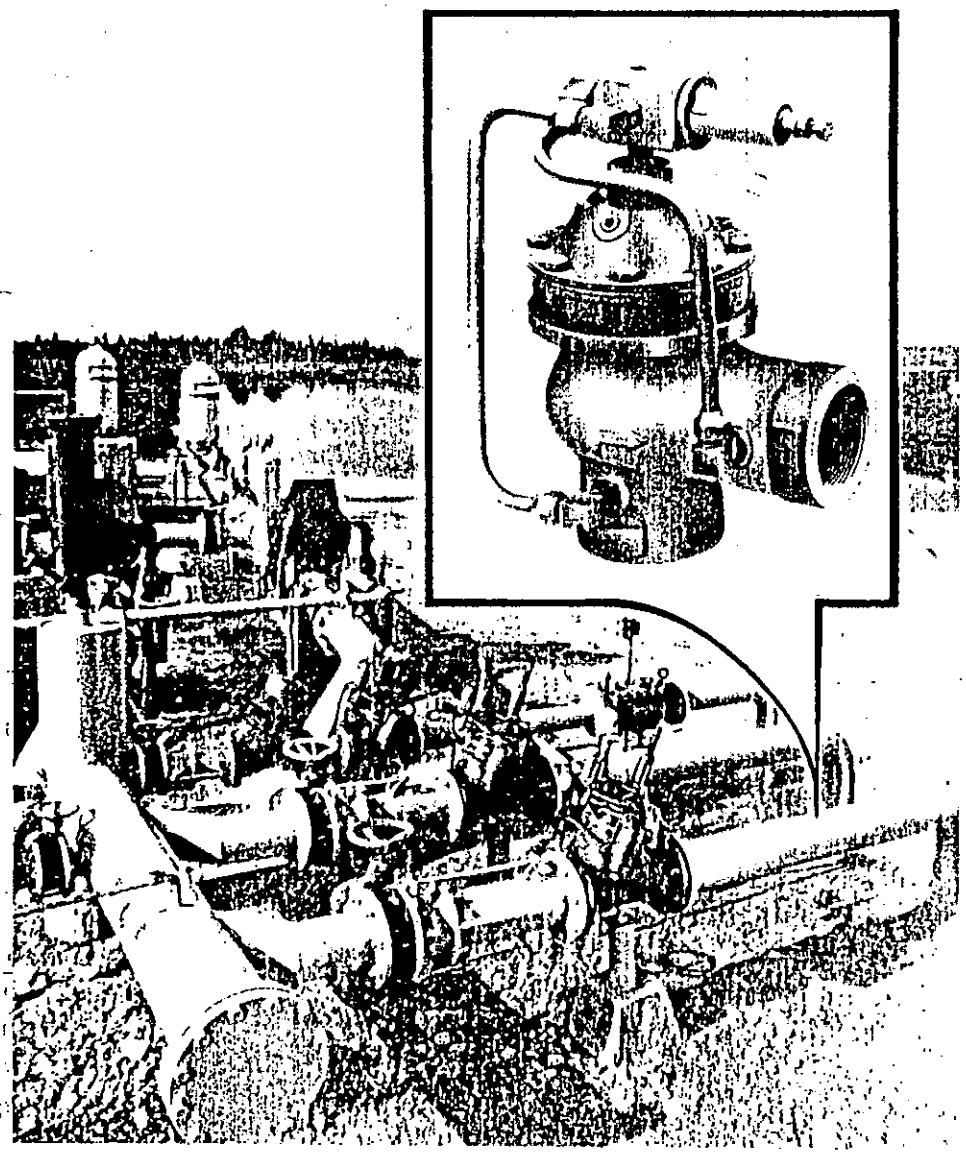
A hydraulic pressure relief valve for water supply and conveying systems. The valve prevents extreme pressure rise by immediate response and quick relief of the pressure wave, thus protecting the system from burst damages.

This innovative hydraulic pressure relief valve was developed to provide a solution to the typical problems associated with relief valves of the spring-load type, in which constant drifting of the relief adjustment occurs, a fact that leads to continuous leaking and to excessively high pressure settings, thus defeating the very purpose of the valve as a relief valve.

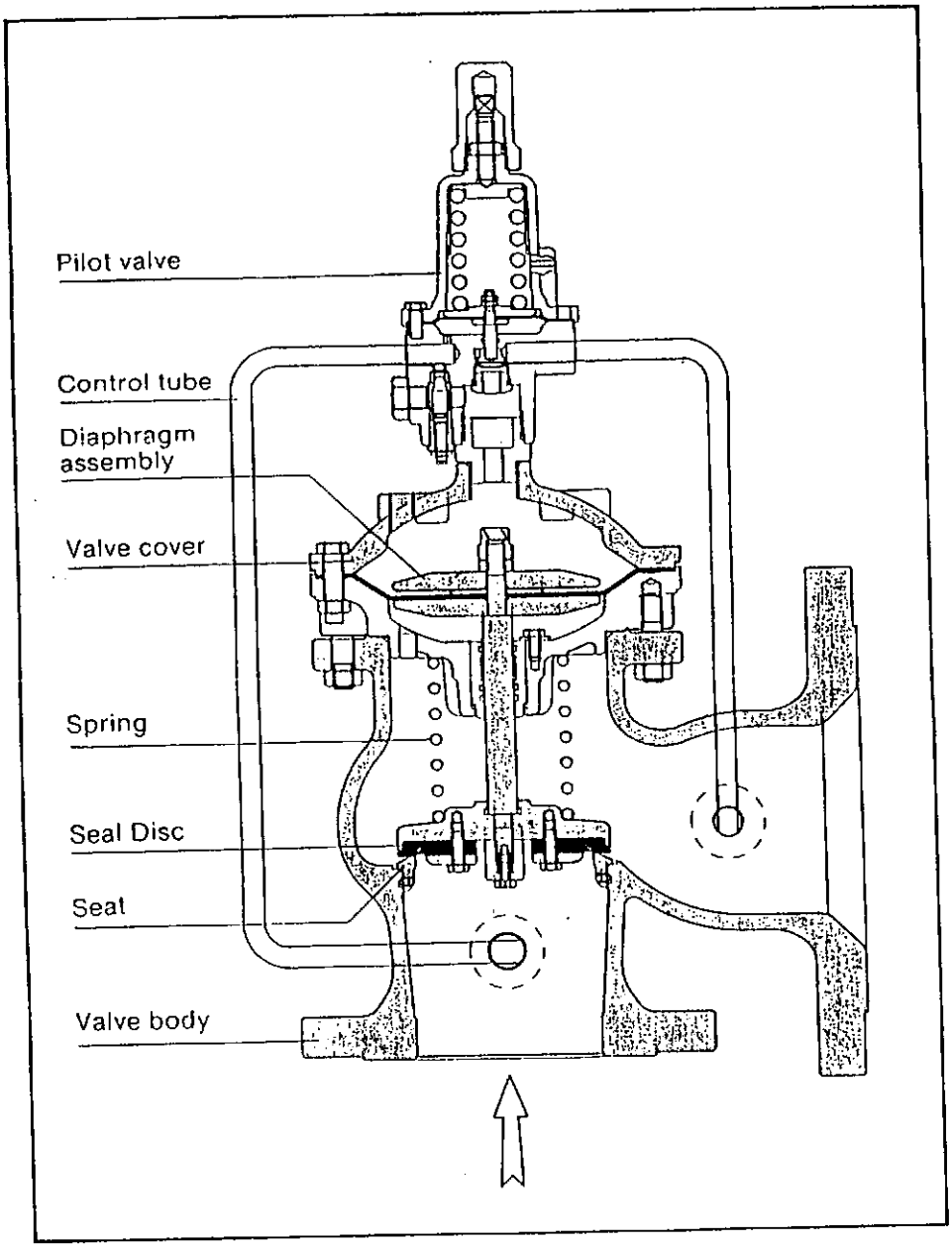
Features

The **BERMAD Model 730-Q** Pressure Relief Valve offers:

- Accurate relief pressure settings that remain unchanged.
- Opening to full capacity upon minimum pressure rise in the pipe line.
- Regulated closing speed, providing smooth closure without pressure surges.
- Simple, sturdy construction for operation under adverse working conditions.
- Immediate, reliable response.
- High flow relief capacity.
- Drip-tight sealing; no leaks.
- Steady opening force, regardless of valve stroke.
- Regulated closure speed prevents pressure surges. (Despite the quick response, the closing action is gradual, thus preventing vibrations and pressure surges).
- Simple pressure setting by means of adjusting screw.
- Long-term accuracy of the preset relief pressure.
- Diaphragm actuator reduces operation hysteresis to a minimum.
- Only two different springs are required to cover the entire range of set pressures up to 25 kg/cm².
- Can be installed in any position. A drain pipe can be added for the removal of relief water.
- Maintenance and inspection can be made without changing the pressure setting or removing the valve from the line.



Basic Valve Assembly



Ordering Guide

02 • A • 730-Q • BP

Valve Size
- 2" — 02
- 3" — 03
- 4" — 04

Valve Patterm
- Angle — A
- "Y" — "Y"

Valve Category
- Quick pressure relief valve — 730-Q

End Connections
- Threaded BSP — BP
- Threaded NPT — NP
- Flanged ISO: NP16 — 16
- Flanged ISO: NP25 — 26
- Flanged BS: Table D — BD
- Flanged BS: Table H — BH
- Flanged ANSI: Class 125 — 12
- Flanged ANSI: Class 250 — 25

When ordering, please specify:
- System pressure.
- Flow rate.
- Special requirements.

ILLUSTRATION:
Special 3"x4" hydraulic relief valve

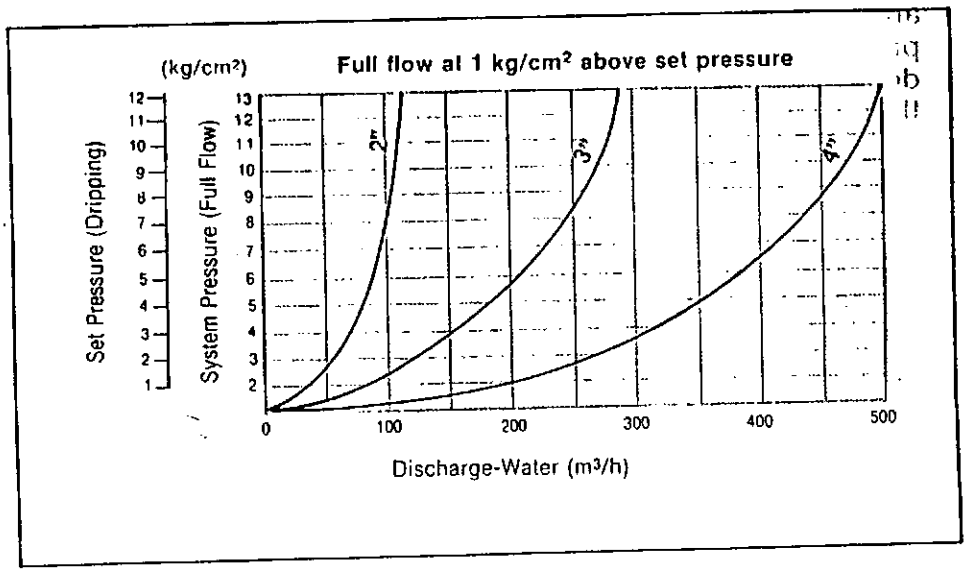
CONTROL VALVES IBERMAD

3/9

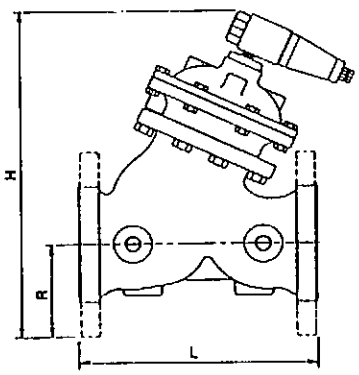
Specifications

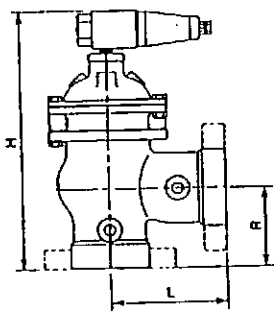
- **Valve pattern:** "Y" or angle
- **Sizes:** 2", 3", 4" (50, 80, 100 mm)
- **End Connections:**
  Threaded, NPT/BSP
  Flanged, ISO: NP 16/25
  ANSI: Class # 125, # 250
- **Operating pressure range:**
  0.5-16/25 kg/cm²
  (7-250/350 psi).
- **Adjustment Range:**
  Standard Pilot Valve:
  0-12 kg/cm² (0-170 psi)
  Optional: other pilots and springs
- **Pressure Setting:**
  Recommended: 0.5-1.0 kg/cm² above normal max. system pressure
- **Temperature Range:** water up to 80°C (180°F)
- **Materials:**
  Body and cover: cast iron, polyester-coated
  Trim: bronze and stainless steel
  Pilot: brass and stainless steel
  Diaphragm: Nylon-reinforced Buna-N
  Seals: Buna-N
  (Other materials available)

Discharge Chart



Dimensions and Weights ISO 16/25; ANSI # 125 / # 250





Y-pattern

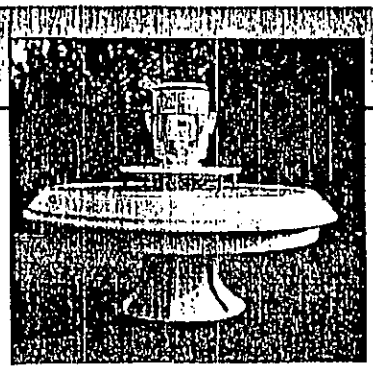
	Threaded		Flanged		
Size	2"	3"	2"	3"	4"
L (mm)	155	250	205	250	320
H (mm)	290	360	300	380	530
Width (mm)	170	200	170	200	200
R (mm)	40	55	78	100	112
Weight (kg)	6.5	18.0	11.5	23.0	39.0

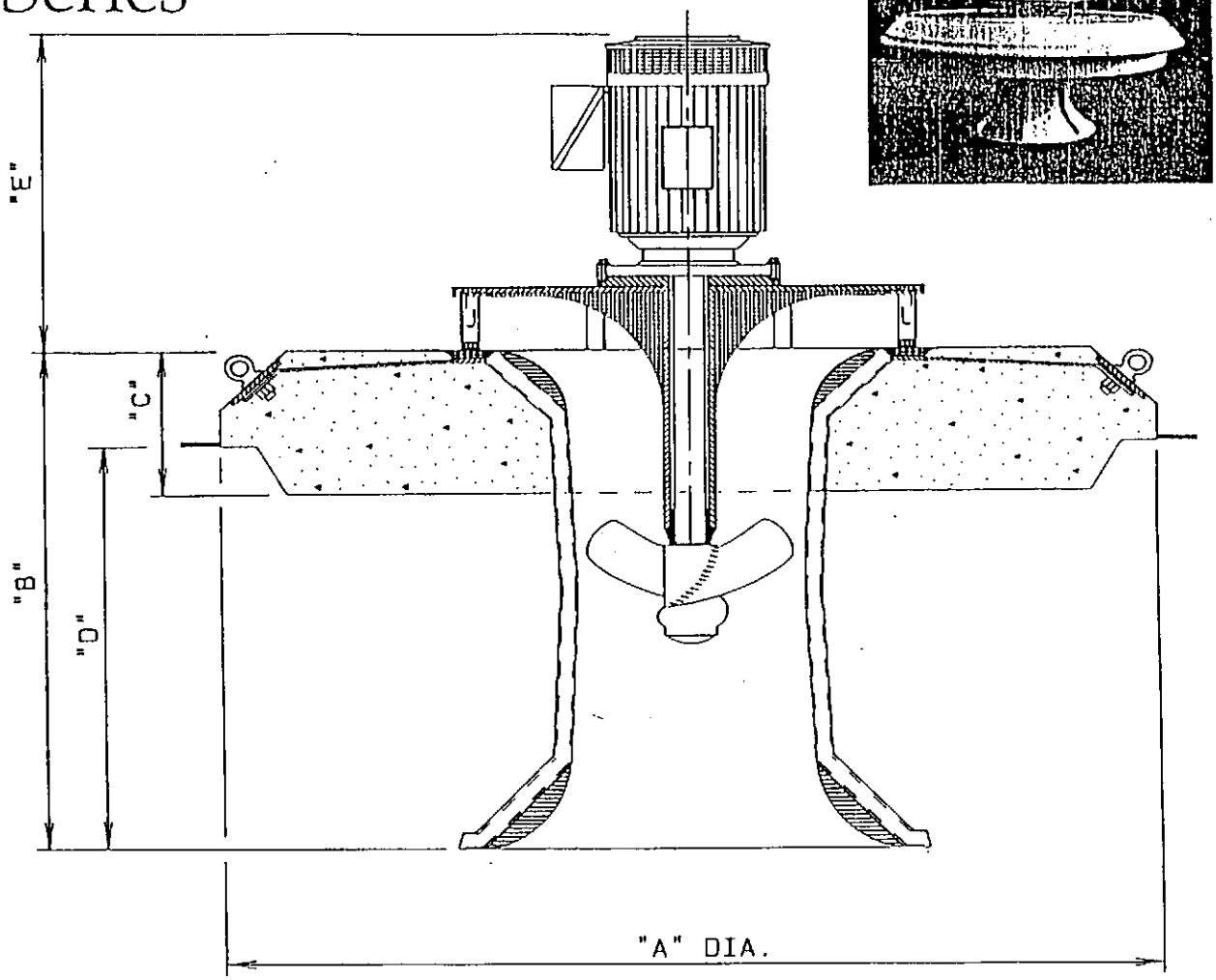
Angle-pattern

	Threaded		Flanged		
Size	2"	3"	2"	3"	4"
L (mm)	155	250	120	153	191
H (mm)	290	360	280	330	490
Width (mm)	170	200	165	250	250
R (mm)	40	55	85	100	127
Weight (kg)	8.8	18.0	14.0	25.0	36.0

Floating Aerators

900 Series





900 RPM DIMENSIONS						
AERATOR SIZE	HP	"A"	"B"	"C"	"D"	"E"
FA9005	5	72	36	13	30	27
FA9007	7 1/2	72	36	13	30	27
FA9010	10	72	38	15	33	31
FA9015	15	84	42	15	35	33
FA9020	20	88	49	18	40	35
FA9025	25	88	49	21	40	37
FA9030	30	88	49	21	40	37
FA9040	40	96	54	21	42	39
FA9050	50	126	54	21	42	40
FA9060	60	126	54	21	42	40
FA9075	75	126	54	21	44	42