

O/H. 1172
022pr
I

41951

CONVENIO

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES - PROVINCIA DE SANTA FE

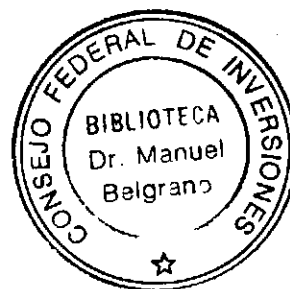
PROYECTO DE DISEÑO DE ESTACION DE BOMBEO

Y

PLANTA DE FILTRADO

**SISTEMAS DE OBRA DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA
PARA RIEGO**

“ÁREA FRUTIHORTÍCOLA DE CORONDA”



**LOCALIDAD DE CORONDA - DEPARTAMENTO SAN JERÓNIMO
PROVINCIA DE SANTA FE**

SEPTIEMBRE DE 1999

PARTE I

ING. CIVIL DANIEL OLMEDO
ICPIC. N° 11 / 294 (PCIA. DE SANTA FE)

INDICE

I.- ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE

II.- PARAMETROS DE DISEÑOS.

III.- PROPUESTA DE OBRA A PROYECTAR

IV.- DISEÑO HIDraulICO DE LA OBRA CIVIL

V.- ESQUEMAS DE OBRAS PROPUESTOS

I.- ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE

I.- ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE

El presente trabajo tiene como objetivo determinar los diseños de obras de tomas de agua del Río Coronda y de la planta de tratamientos de filtrado del agua, con fines de riego agrícola mediante tecnología de goteo.-

La zonificación del área de riego, los costos y parámetros principales del sistema global de riego, la ubicación de las obras de toma, la red de distribución de caudales de riego, fueron ya estudiados por “CONVENIO CFI – PROVINCIA DE SANTA FE” en el trabajo titulado “ÁREA FRUTIHORTICOLA DE CORONDA” de Septiembre de 1997.-

Con el objeto de desarrollar el presente proyecto se visitó el lugar de emplazamiento de la obra en dos oportunidades con las Ings. N. Lozano y E. Vinzon y con el Ing. E. Roude. En cada oportunidad se recorrieron las zonas destinadas para riego, determinándose insitu el lugar de implantación de las estaciones de bombeo, tanto para la zona norte como para la sur. Quedando para ubicar las plantas de tratamiento de aguas para cada zona. Además se ubicó el lugar donde se realizaron los estudios de suelos solicitados para esta obra.-

También en los primeros días de septiembre del presente, con la participación de la Secretaria de la Producción de la Municipalidad de Coronda, Sra. Noemí P. De Llahyah, y con Presidente de la Cooperativa Sr Hector Palermo, se realizó una visita técnica a productores en su lugar de laboreo. Observando sus métodos de riego, y cambiando opiniones a cerca de sus experiencias, en especial en lo referido al cultivo de frutilla. Visitándose también la Cooperativa de Servicios Coronda Ltda. (COSERCO), observando sus instalaciones y tratamientos de agua potable con que cuentan. De dicha entidad se pudo obtener la experiencia que poseen en lo referido al tratamiento de agua, en especial al método y experiencia de filtrado y equipos de bombas que operan.-

Ubicación y descripción sintética de la obra

La misma se desarrolla a la vera del río Coronda en las proximidades de la ciudad de Coronda, Cabecera del Departamento San Jerónimo, ubicándose en las coordenadas geográficas de 31° 58' de Latitud Sur y de 60° 56' de Longitud Oeste.-

El área de riego prevista se extiende, desde aproximadamente 10 Km al Norte y 10 Km al Sur de la Ciudad, en una franja delimitada, al Oeste por la Autopista Santa Fe – Rosario y al Este por el Río Coronda.-

Esta franja para su mejor distribución de caudales de riego se zonificó en dos áreas de riegos independientes entre sí, denominan dose Zona Norte y Zona Sur.-

La zona norte dispone de un total de 287 Ha, de las cuales 230 Ha. Se consideran de riego neto. La zona Sur tiene un total de 280 Ha con una superficie de riego neto de 224Ha.-

Debido a la escasa diferencia de superficies a regar y a las similares condiciones topográficas, geotécnicas e hidráulicas de las zonas. Cada una de estas contarán con instalaciones de riego independientes y de similares características. Por tal motivo, como unidad de diseño, se adopta para el estudio y proyecto una superficie total de riego de 230 Ha, la que será implementada en cada zona.-

Cada una de estas instalaciones se compondrá de:

- Una estación de Bombeo para la toma de agua desde el Río Coronda, siendo su ubicación en cada caso las previstas en el estudio ya realizado en 1997. -
- Una conducción de una longitud prevista de 800 m en cada caso, esta deberá ajustarse a la ubicación de las plantas de tratamientos de agua.-
- Una planta de tratamiento de filtrado de agua para garantizar un riego por goteo adecuado.-

La estación de bombeo garantizará el óptimo funcionamiento del sistema en condiciones normales y extremas, tales como profundas bajantes, o elevados niveles de agua por inundaciones importantes. Este tipo de obra se ha diseñado en función de las experiencias existentes con tomas de aguas desde el río Paraná en distintos puntos del mismo, anteriormente emprendimientos arroceros ubicaron las mismas en el cauce o junto a la rivera del río. Hoy en día estas obras quedaron fuera de uso debido a la erosión permanente de las laderas y de lecho del río, efecto agudizado en los últimos 10 años debido a las importantes crecidas que tuvo el Paraná.-

La Cooperativa posee un sistema de alimentación mediante toma de agua superficial en el interior del cauce, al que se accede mediante una pasarela de hormigón, construida sobre pilotes, esta estructura se podrá utilizar para ubicar la toma de agua Norte.-

Debido al tipo de bombas a emplear y a las condiciones de operación, se ha adoptado un sistema de bomba sobre pontón, el que estará amarrado y ubicado próximo a la costa, este sistema hoy se encuentra en funcionamiento en la localidad de San Fabián, próximo a la localidad de Barranca y tomando agua del Río Paraná.-

Luego se prevé una conducción de impulsión de una longitud de 850,00 m que permitirá transportar los caudales bombeados a una cámara de descarga y aquietamiento.-

Esta cámara se encuentra ubicada en la planta de tratamiento de filtrado de agua desde donde se realiza toda la alimentación al sistema de riego ya proyectado.-

Cabe destacar que la longitud final y trazado de la conducción de impulsión será determinada en función de donde se ubiquen definitivamente tanto la planta de tratamiento, como la localización del pontón de bombeo, que su localización definitiva se hará con el objeto de minimizar los costos de instalación previstas.-

INFORMACION ANALIZADA

Convenio C.F.I.- S.Fe. puso a disposición del proyectista la siguiente información existente:

*Estudios de Prefactibilidad de Riego con Fuentes de Agua Superficial, de fecha septiembre de 1997, titulado "ÁREA FRUTIHORTICOLA DE CORONDA" "SISTEMA DE OBRAS DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA RIEGO"

*Coronda – Estudio de un Canal Para Riego – Canal Basualdo Sistema del Paraná

*Folletos y Documentación de Equipos de Bombas de Distintos Fabricantes.-

*Estudios geotécnicos realizado en dos sondeos por la U.N.L. Escuela Industrial Superior Anexa a la Facultad de Ing. Química – Laboratorio de Mecánica de Suelos.-

Dicho estudio permita adoptar los siguientes parámetros de diseños:

Densidad Natural del Suelo

Densidad de Suelo Seco

Densidad de suelo Sumergido

Cohesión del Suelo

Angulo de fricción del Suelo

Numero de Golpes, Capacidad Portante

Granulometrias del Suelo y/o Limites de Atterberg

Modulo de Deformación del Suelo

Profundidad de la Perforación de 8 a 10 m desde boca de pozo

*La Cooperativa de Servicios Coronda (COSERCO), por intermedio de la Municipalidad de Coronda Brindó información sobre tratamiento de agua en el lugar y de tipos de filtro que emplea.-

II.- PARAMETROS DE DISEÑOS.

II.- PARAMETROS DE DISEÑOS.

Determinación de Niveles Mínimos de Operación

En función de los estudios realizados por la Ing. Elsa Vinzon sobre “Análisis de la fluctuación de Alturas del Río Paraná” del trabajo “Estudio de un Canal Para Riego: Canal Basualdo-Sistema del Paraná”. En donde se determinaron la fluctuación de niveles del río Coronda sobre el canal Basualdo-A°Colastiné con relación a los niveles del Puerto de Santa Fe. Estudio en el cual se recomienda como niveles mínimos de solera de canal con tirante de 0,40 m las alternativas 1 y 2 (Planilla 2); 7,73 y 7,23 respectivamente. Se adjuntan dicha información.-

Por lo que los niveles mínimos a considerar para el diseño de impulsión es de +7,63 m a +8,13 m I.G.M.-

Cabe acotar que según el informe de niveles mencionado, el porcentaje de ocurrencia de años donde los niveles son inferiores al adoptado es, del 16 % para la serie de caudales medidos entre 1970 a 1996, esto, sin considerar la influencia que tienen las obras Hidroeléctricas en la regulación de picos y estiajes del hidrograma de la cuenca del río Paraná construidas después de la década del 70. -

Determinación de Niveles Máximo de Inundación

De acuerdo a la Planilla N°1 del Informe citado se tiene como Cota Limite del Sistema de Coronda 9,90 m I.G.M. . No obstante las crecidas ocurridas recientemente dan un nivel Máximo de Inundación superior al mencionado.-

Por tal motivo se adopta como cota Máxima de Inundación esta ultima + 10,50 m I.G.M.-

Determinación de Niveles Mas Frecuente de Operación

De acuerdo con los registros existentes de niveles en el puerto de Santa Fe de los ultimo 15 años y utilizando el informe citado, teniendo en cuenta que el cero del registro del puerto se corresponde a cota 8,19 m I.G.M. se tienen los siguientes niveles mas frecuentes para Puerto Santa Fe, y para el Sistema de Riego Coronda:

Niveles Mas Frecuentes en Puerto Santa Fe Ultimos 15 Años: + 11,70 m a +12,20 m I.G.M.

Niveles Mas Frecuentes en Coronda – Canal Basualdo: + 9.55 m a + 9,95 m I.G.M.

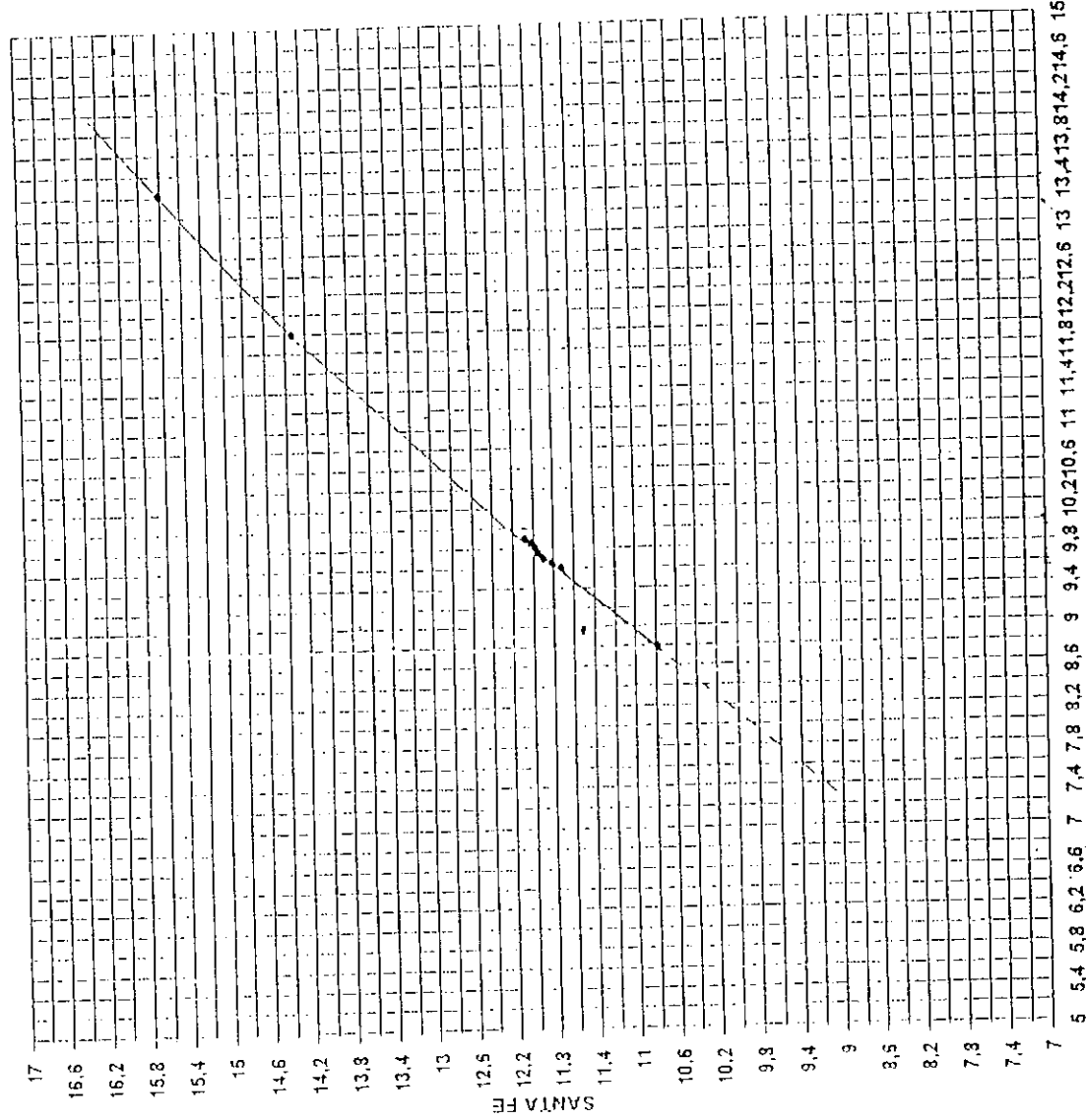
PLANILLA 1
RELACION DE COTAS DE PELO DE AGUA
MEDIDOS EN PUERTO SANTA FE Y CORONDA

	CASO	I.G.M ZONA CORONDA	I.G.M. PURETO SANTA FE	ESCALA HID. PUERTO SANTA FE
COTA 1	COTA LIMITE DEL PROBLEMA	9,90	12,10	3,92
COTA 2	COTA DE FONDO ALTERN.I +0.40	8,13	9,90	1,72
COTA 3	COTA DE FONDO ALTERN.II +0.40	7,63	9,40	1,22
COTA 4	COTA DE INUNDACION CANAL	8,50	10,40	2,22

PLANILLA 2
CANAL DE ABASTECIMIENTO POR GRAVEDAD

ALTERNATIVA	COTA DE FONDO EN PUNTO DE CAPTACION	PENDIENTE (i)	Bf (m)	TOTAL VOL.DE EXC.	
				Z = 1	Z = 2
1	7,73	5E-05	1	6.714	10.046
2	7,23	5E-05	1	13.268	21.064

RELACION DE ALTURAS HIDROMETRICAS SIMULTANEAS (I.G.M.)
COTA PUERTO SANTA FE - COTA CANAL BASUALDO (CORONDA)



CORONDA

NOTA: Las planillas N°1 y N°2 y el Gráfico N°1, fueron tomados del Informe de CORONDA - C.F.I. sobre “ESTUDIO DE UN CANAL PARA RIEGO CANAL BASUALDO – SISTEMA DEL PARANA “ Realizado por la Ing. E. Vinzon

Tipo de sedimento de la Fuente de Alimentación

Los sedimentos que encontramos en el Río Coronda son del mismo tipo que los que transporta el Río Paraná. Este transporta dos tipos distintos de material sólido: sedimento fino (limo y arcilla) en suspensión, provenientes de la alta cuenca, que es transportado prácticamente sin deposición, salvo en zonas de aguas algo estancadas (ensenadas, lagunas), y sedimento grueso (arena), que constituye el lecho y se moviliza como carga de fondo (por rodamiento o por salto) y como carga en suspensión (por la acción de la turbulencia). -

El Río Paraná recibe un gran aporte de sedimentos finos provenientes de la cuenca del Río Bermejo, Paraguay, Alto Paraná y otros afluentes. Sobre la base de mediciones sistemáticas de turbidez efectuadas por OSN. Se calculó la suspensión media del material sólido transportado en suspensión a la altura de Rosario, aguas debajo de nuestra toma de agua, en el periodo 1951-1960, resultando un valor medio anual de 122 mg/lit, un transporte medio anual de 2,55 t/seg. Que representa unos 70 millones de toneladas anuales.-

Mediciones realizadas en la actualidad en la zona de Rosario, sobre concentraciones de sedimentos en suspensión dan como resultados los siguientes cuadros.-

INFORMACIÓN MEDIDA			CALCULO TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN	
FECHA : 25/07/93			CAUDAL SOLIDO DE FRACCIÓN GRUESA	
ALTURA SOBRE EL FONDO(m)	VELOCIDAD (m/s)	CONCENTRACIÓN FRACCIÓN GRUESA(mg/l)	ALTURA SOBRE EL FONDO MEDIA (m)	TRANSPORTE (Kg/s/m)
0,5	0,87	18,00	1,40	0,023
2,3	0,86	11,00	3,15	0,019
4,0	1,07	12,00	4,90	0,019
5,8	1,11	7,70	6,70	0,014
7,6	1,22	6,00	7,90	0,004
8,2	0,93	5,80	8,50	0,003
MEDIO:	0,95	9,00	TOTAL:	0,079

CONCENTRACION PROMEDIO DE FRACCION FINA EN SUSPENSION (< 63 µm) [mg/lit]: 94

Las características del material grueso en suspensión medido, son las siguientes:

D90 = 292 μm

D86 = 233 μm

D50 = 85 μm

D16 = 69 μm

D10 = 67 μm

Desvío Estándar: $(D86/D50 + D50/D16)/2 = 2,0$

Velocidad de caída en función del D50:

Fórmula de Stokes a 20 °C = 6,50 mm/s

Fórmula de Stokes a 15 °C = 5,60 mm/s

Fórmula de Stokes a 12 °C = 5,25 mm/s

III.- PROPUESTA DE OBRA A PROYECTAR

III.- PROPUESTA DE OBRA A PROYECTAR

Determinación de la Capacidad del Sistema

La dotación de agua del proyecto, considera un riego simultaneo del 80 % del área neta con cultivo de frutilla durante el mes pico (diciembre), el que requiere un derrame de 6mm/día.-

La tecnología mas difundida es la preparación de la tierra en caballones de 90 Cm de ancho, seguido de una senda de trabajo de 60 Cm.-

En el centro de los caballones se colocan las conducciones plásticas mediante las cuales se efectúa el riego por goteo. Estas conducciones están preparadas para soportar una presión interna de 1,5 Kg/Cm², y poseen en toda su longitud pequeños orificios que permiten el goteo, garantizando una descarga de 1,5 a 4,5 litros/hora/metro según la presión de trabajo. La dotación más empleada por los productores es de 2 litros/hora/metro.-

Los platines se colocan en ambos costados de los caballones separados cada 25 a 30 Cm, de esta manera se tiene un sistema de riego eficiente que garantiza una buena producción.-

De acuerdo con estos parámetros y teniendo en cuenta que se construirán dos sistemas independientes adoptándose el de mayor superficie se tienen los siguientes resultados:

SUPERFICIES DE CULTIVO

ZONA	SUP. TOTALES	SUP. NETAS	SUP. EFECTIVA
	Ha	Ha	Ha
NORTE	287	230	207
SUR	280	224	202

Nota: La superficie efectiva considera una reducción del 10 % de la superficie neta, destinada a infraestructuras de cada predio de laboreo.-

Con estas consideraciones, tenemos para una hectárea efectiva de cultivo los siguientes valores:

Ancho total considerado:	1,50 m	Porcentaje de suelo Analizado:	100 %
Ancho de caballon:	0,90 m	Porcentaje de suelo a regar:	60 %
Ancho de senda de Trabajo:	0,60 m	Porcentaje de suelo sin riego:	40 %

Superficie regada por Ha. Efectiva de Cultivo: 6000 m²

Superficie sin riego por Ha. Efectiva de Cultivo: 4000 m²

Consumo diario por Ha. Efectiva de Cultivo: $V_{ha} = 6000 \times 0,006 \text{ m}^3/\text{d} = 36 \text{ m}^3/\text{d}$

Verificar
1. Verificar
2. Verificar

Consumo diario del Sistema de Riego: $V_T = 36,0 \times 207 = 7452 \text{ m}^3/\text{d}$

Se adopta como volumen diario de diseño: $V_D = 7500 \text{ m}^3/\text{d}$

Riego de Caballón para una hectárea: Superficie a regar $= 0,90 \times 100 = 90 \text{ m}^2$

Consumo diario por caballón: $V_{dc} = 0,006 \times 90 = 0,54 \text{ m}^3/\text{d}$

Consumo por metro de caballón: $V_{mc} = 540 / 100 = 5,40 \text{ l/d}$

Se puede adoptar como consumo día metro de caballón: $V_{mc} = 6 \text{ l/d}$

Teniendo en cuenta que los productores, desarrollan sus sistemas de riego y laboreo en superficies próximas a 1 Ha. , lo que les permite manejar su sistema de producción adecuadamente. Podemos adoptar un tiempo de riego por hectárea por día de 3 horas, con lo cual garantizan el consumo de 6 mm/día, y puede ser abastecido por las conducciones plásticas que permiten un derrame de 2 litros/hora/metro.-

Luego se adopta como tiempo de riego por Ha.: $T = 3 \text{ horas/día}$

Esto nos permite determinar que parcelas de 3 a 4 Ha. riegan diariamente de 9 a 12 horas, mediante sistemas de riegos rotativos por hectáreas cultivadas. Mayores superficies de cultivo, pueden extender las horas de riego o instalar sistemas de riego simultáneos.-

Por tales razones se adopta como explotación tipo, el riego rotativo por hectárea de superficies de 3 Ha., Que corresponde de acuerdo con la tenencia de la tierra, al 60 % de los productores, según trabajo de Convenio de Septiembre de 1997. -

De acuerdo con estos Criterios, se tiene un consumo medio diario para el 80 % de las explotaciones en riego simultaneo, y considerando un tiempo de bombeo de 24 hs con un riego de 9 hs de :

$$Q_p = 36 (\text{m}^3/\text{d} \times \text{Ha}) * (207 \text{ Ha}) / 86400 = 0,086 (\text{m}^3/\text{s})$$

Caudal que debe ser abastecido desde la planta de tratamiento mediante la red de distribución de caudales de riego.-

$$\text{Caudal medio diario de bombeo } Q_b = 7500(\text{m}^3/\text{d})/86400 = 0.087 (\text{m}^3/\text{s})$$

Se adopta como caudal de bombeo $Q_b = 0,087 (\text{m}^3/\text{s})$

Valor que exige una operación de 24 horas de funcionamiento de la estación de bombeo ubicada en el Río Coronda.-

Además, con el objeto de garantizar un adecuado funcionamiento del sistema de riego total, debe preverse una capacidad de reserva de agua, tal que permita abastecer en forma continua durante 9 horas de explotación a todo los predios cultivados.-

Capacidad de reserva requerida:

$$V_{Res} = 0,087 \text{ (m}^3/\text{s)} * (24 - 9) \text{ hs} * 3600 \text{ (s)} = 4698 \text{ m}^3$$

Optimización del sistema

Siendo muy elevada la capacidad de reserva requerida, se propone optimizar el sistema adoptando como criterios de diseños lo siguientes puntos.-

- * Dividir cada sistema de riego en dos Subzonas con riego no simultáneos entre ellas.-
- * Tiempo de riego para cada Subzona 8 Hs diarias, estas pueden fraccionarse de acuerdo al mejor manejo del sistema, según lo requieran los productores.-
- * Tiempo de riego de todo el sistema, 16 hs al día. Esto permite un riego desde las 5 hs a las 21 hs ó de las 6 hs a las 22 hs del día.-
- * Tiempo de operación del sistema de bombeo de alimentación a planta de tratamiento 18 hs al día.-

De acuerdo con estos Criterios, para el 80 % de las explotaciones en riego simultaneo, y considerando un tiempo de bombeo de 18 hs con un riego de 16 hs de, se tiene:

Caudal de bombeo del Río Coronda a Planta de tratamiento

$$Q_b = 36 \text{ (m}^3/\text{d} \times \text{Ha)} * (207 \text{ Ha}) / 86400 * (24/18) = 0,115 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Caudal que debe ser abastecido desde la planta de tratamiento mediante la red de distribución de caudales de riego.-

$$\text{Caudal medio diario de Riego } Q_r = 7500 \text{ (m}^3/\text{d}) / 86400 * (24/16) = 0,13 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Se adopta como caudal de diseño para la planta de tratamiento $Q_D = 0,115 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Debido a que la capacidad de bombeo instalada es inferior al consumo previsto, se requiere de una reservas compensatorias para el funcionamiento adecuado del sistema.-

Por lo que se adopta como una reserva operativa de 2 hs entre el sistema de impulsión y el sistema de consumo.-

De acuerdo a ello tenemos una capacidad de reserva de:

$$V_{Res} = 0,115 \text{ (m}^3/\text{s)} * 2 \text{ hs} * 3600 \text{ (s)} = 828 \text{ m}^3$$

Se adopta : $V_{Res} = 850,0 \text{ m}^3$

Dicha reserva se compone de una cisterna con capacidad de 700 m³, y de un tanque elevado, que permita alimentar el sistema de riego.-

Dicho tanque tendrá un volumen de 150 m³, que junto con la reserva anterior nos da una capacidad total de 850 m³ y una independencia de 2 hs entre sistemas de impulsión y sistema de consumo.-

Conducciones y Recomendaciones de Obra a Proyectar

De acuerdo con analizado anteriormente, se propone el siguiente esquema de obras para cada una de las zonas de riego.-

- Dividir cada zona de riego en dos Subzonas de distribución de caudales.-
- Cada zona de riego debe disponer de una toma de agua en el Río Coronda, con una capacidad de bombeo de $Q_D = 0,115 \text{ (m}^3/\text{s)}$.-
- Una conducción de Impulsión que permita alimentar a la Planta de Tratamiento de Filtrado de agua.-
- Una Planta de Tratamiento de Filtrado de agua.-
- Cisterna y Tanque de Reserva, de Presión, y de alimentación a la red de distribución de caudales.-
- Red de distribución de caudales, que nos permita llegar a cada predio de las zonas de riego.-

IV.- DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA CIVIL



IV.- DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA CIVIL

De acuerdo al alcance de este trabajo, las obras a proyectar son las siguientes:

- Toma de agua en el Río Coronda, con una capacidad de bombeo de $Q_D = 0,093 \text{ (m}^3/\text{s)}.-$
- Conducción de Impulsión que permita alimentar a la Planta de Tratamiento de Filtrado de agua.-
- Una Planta de Tratamiento de Filtrado de agua.-

Los siguientes diseños de obras necesarios para completar el sistema de riego a instrumentar, deberán realizarse en un futuro próximo.-

CONDUCCIONES A PRESION

El problema fundamental de los conductos a presión presenta dos aspectos, el de verificación y el de diseño. En el de verificación, llamado también directo, el gasto se calcula una vez conocida la geometría de la estructura en cuestión.-

El problema de diseño, conocido como indirecto, exige tanteos preliminares hasta obtener un resultado compatible. En este problema se dispone del gasto y rara vez de algunos elementos geométricos. Este es el caso que se presenta nuestro acueducto.-

Tanto en la verificación como en el diseño de instalaciones de tuberías a presión se, deberán plantearse las condiciones de frontera (energía total) a efecto de analizar hidráulicamente su funcionamiento. En conductos a presión con escurrimiento permanente se pueden aplicar las ecuaciones de continuidad, de Bernoulli y de Impulso.-

En la ecuación de Bernoulli aparecen términos llamados pérdida de carga, por fricción y menores que representan la cantidad de energía que el flujo tiene que disipar para vencer las fuerzas que se oponen a su escurrimiento.-

El parámetro adimensional que caracteriza los escurrimientos a presión es el número de Reynolds, Re , el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre la inercia.

Se define como número de Reynolds en un conducto la relación entre las fuerzas de inercia del líquido y la fuerza viscosa del mismo. En un conducto circular se calcula como el acueducto federal se tiene:

$$Re = \frac{V D}{\nu} \quad (1)$$

Donde

D diámetro del conducto en cm

V velocidad media del conducto en cm/s

ν Viscosidad cinemática del líquido circulante, en cm^2/s

ANÁLISIS DEL CONDUCTO PRESIÓN

En general, cualquier sistema de ecuaciones debe plantearse entre secciones finales donde las condiciones de frontera queden bien definidas, esto es, donde se conozca la energía total y las proporciones que la constituyen: energía de posición, presión y cinética. Dichas secciones son nuestro caso:

- a) La carga de trabajo dada por el sistema de bombeo en el punto EB - Río Coronda.-
- b) El nivel piezométrico de entrega de caudal en la planta de tratamiento.-
- c) Tipo de conducción adoptada.-
- d) Longitud total equivalente de conducción a diseñar.-

Para esta obra se adoptan tuberías de polietileno. Estas se fabrican en el país hace más de 5 años con muy buenos resultados, además son sumamente prácticas para su montaje y poseen una gran durabilidad, para lo cual deberán colocarse en trincheras.-

Con estas condiciones y adoptando el coeficiente de fricción de acuerdo a la rugosidad exigida según el tipo de material de conductos y mediante el empleo de la expresión de Colebrook-White, se diseñó el acueducto de un solo tramo.-

En este caso particular de conducción de impulsión, también se tiene en cuenta los criterios y exigencias que determinan las normas para el cálculo de golpe de Ariete y de fenómenos transitorios. Las tuberías seleccionadas tienen una buena resistencia a las hondas de presiones positivas, pero deben ser protegidas mediante válvulas de control de presión y de ingreso de aire, de las hondas de presiones negativas.-

La longitud adoptada para el cálculo es de 800 m.-

PERDIDAS POR FRICCIÓN

Se valúan con la fórmula de DARCY-WEIABACH

Se deben tener los siguientes datos

- Q caudal en m³/s
- D diámetro en m
- L longitud del conducto en m
- K rugosidad absoluta de la tubería en m
- T temperatura en °C o la viscosidad cinemática en Cm²/s

Pasos de cálculo

- 1) Cálculo de la viscosidad cinemática en m²/s

Se obtiene de tabla o gráficos en función de la temperatura, en nuestro caso adoptamos una temperatura del agua de 15°C, para lo cual tenemos:

$V \text{ (Cm}^2\text{/s)} = \text{Viscosidad cinemática del flujo.}$

Para 15° C la viscosidad cinemática es

$$V = 0,01146 \text{ (Cm}^2/\text{s)}$$

2) Cálculo de la relación D/K

3) Cálculo del coeficiente f

Con el Nro de Reynolds se entra en el diagrama de Rouse por la abscisa superior y se busca la curva D/K correspondiente y a partir de allí se toma la ordenada izquierda que es directamente el coeficiente de fricción f .

Para calcular f , se itera a partir de un valor inicial supuesto directamente con la ecuación de Colebrook-White (2.14)

$$1/(f)^{0,5} = -2 \log \left[\frac{2,5}{\text{Re}(f)^{0,5}} + \frac{k}{3,71 D} \right] = \lambda$$

4) Con el valor de f supuesto se calcula el valor de λ . De allí se obtiene una nueva f que se coloca en la expresión y haciéndose un recálculo hasta que el valor de f colocado y el calculado coincidan con el valor de λ .

5) Cálculo de j con la ecuación (2)

$$j = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (2)$$

CALCULO DEL ACUEDUCTO

Tipo de Conducto Polietileno

NIVEL DE BARRANCAS - RÍO CORONDA: m (IGM) 15

NIVEL PIEZOMETRICO DE DISEÑO - RÍO CORONDA 20

Lc	Longitud del Conducto	m	800
Q	Caudal de Diseño	m ³ /s	0.115
fc	Diámetro del Conducto	m	
ν	Viscosidad Cinemática	m ² /s	1.15E-06
Kc	Rugosidad Absoluta	m	2.5E-06
Vc	Velocidad del Conducto	m/s	
Re	Número de Reynolds		
t1	Parámetro de Cálculo	t1	40.775
f	Coefficiente de fricción		
hc.	Perdida de Carga en Conducto	m	

Cálculo de la Perdida de Carga en el Conducto

ϕ_c	Vc	Re	f	hc.	Cota Piez de Planta	Cota Piez Est. Bom.
m	m/s			m	m	m
0.300	1.627	425894.55	0.014715	5,294	14,706	20.000
0.328	1.364	390013.33	0.014798	3,428	16,571	
0.400	0.915	319420.92	0.015059	1,285	18,714	

NOTAS : Se adopta como diámetros de la conducción:

$\phi_{ext} = 355 \text{ mm}$ y $\phi_{int} = 327.6 \text{ mm}$

6.- GOLPE DE ARIETE

Es el efecto de una honda de presión positiva seguida de honda negativa, producida por la interrupción brusca de la circulación del fluido.-

Tal sobre fenómeno depende del tiempo de cierre de la válvula, de la velocidad y característica del fluido y del módulo de elasticidad del tubo.-

La sobrepresión máxima se genera cuando el tiempo de cierre es inferior o igual, en segundos, al de la propagación de la perturbación de la válvula al tanque de carga y retorno.-

$$T = 2 L / C$$

Donde:

- L : longitud de la conducción (m)
- C : velocidad de propagación de la onda (m/s)

La sobre presión $\Delta h = (C / g) \times V_0$ $C = c / [(1 + (\epsilon / E) \times (D / e))^{0,5}$

Donde:	c : Velocidad del sonido en el agua	= 1420 m / s
	g : Aceleración de la gravedad	= 9,81 m / s ²
	V ₀ : Velocidad del agua al inicio del cierre	= 1,364 m / s
	ε : Módulo de elasticidad del agua	= 2,10x 10 ⁸ Kg/m ²
	E : Módulo de elasticidad del mat. del Conducto	= 0,90x 10 ⁸ Kg/m ²
	D: Diámetro del Conducto	= 355 mm
	e: Espesor del Conducto	= 13,7 mm
	d: Diámetro interior del Conducto	= 327.6 mm

Luego tenemos: $\epsilon/E = 2,2$ $e/D = 0,03859$ $C = 186.44 \text{ m/s}$

$$L = 900 \text{ m} \qquad T = 9,65 \text{ s} \qquad \Delta h = 25,92 \text{ m}$$

Para estas presiones el conducto a instalar debe ser el de tipo 4 ó tipo 6.-

Para soportar las presiones de las ondas negativas, se deben instalar válvulas de control de golpe de Ariete, válvulas de retención, válvulas de aireación de la conducción.-

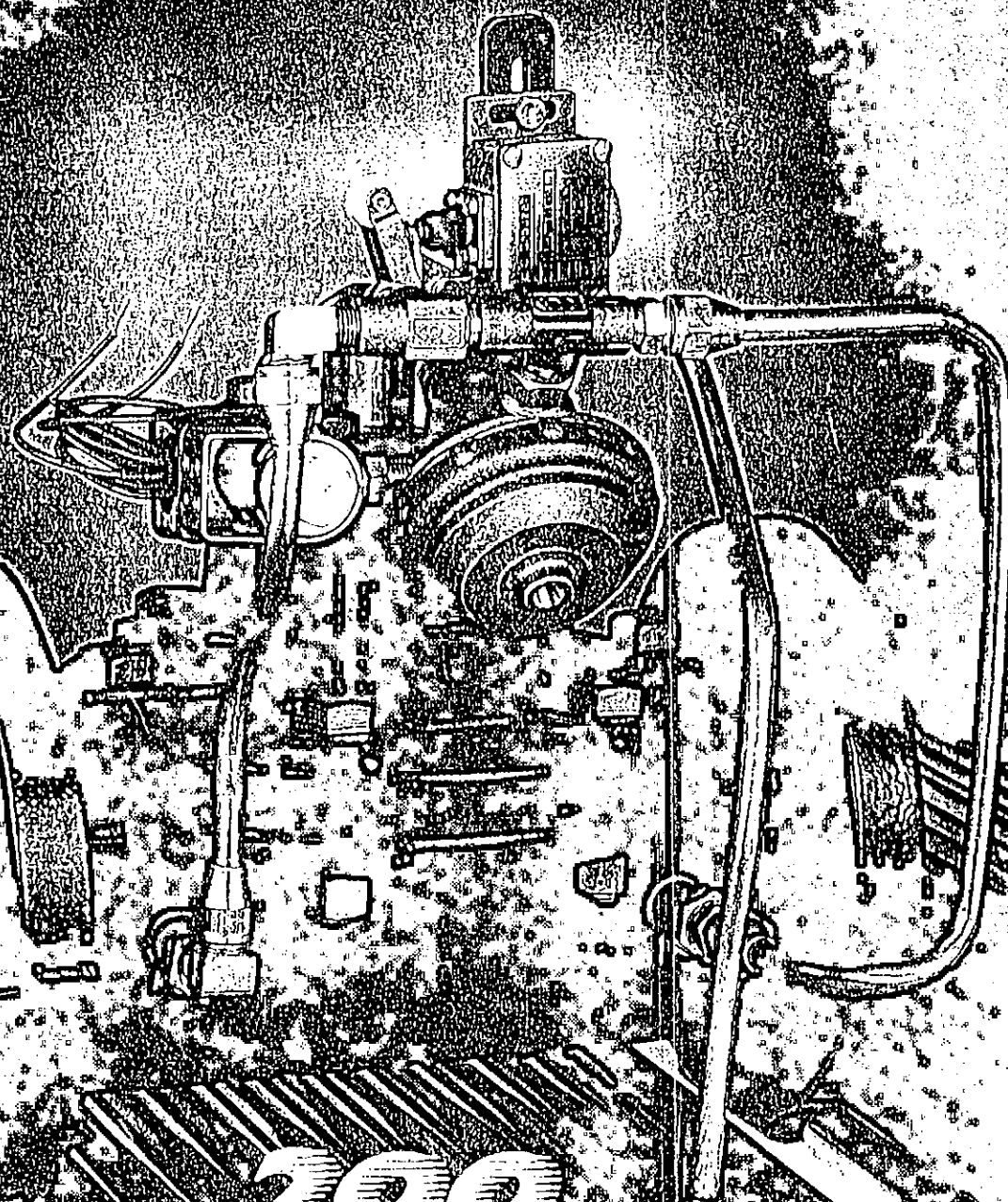
Las válvulas anti Ariete, deben ser colocadas lo más próximo posible de la salida de la bomba.-

Otra alternativa de disminuir y controlar los efectos de Ariete es colocar chimenea de equilibrio, y válvulas de retención lentas.-

Se recomienda conductos de polietileno clase 4 de diámetro exterior 355 mm con espesor de 13.7 mm, y sistema de válvula anti Ariete.-

DOROT

VALVÚLAS DE CONTROL



200

VALVÚLAS HIDRAULICAS

La Solución Simplificada para Necesidades de Control Complicadas

¿verdad?

SELECCIÓN DE EQUIPAMIENTO

Determinación de los Parámetros de Trabajo de las Bombas

En función de los niveles del río adoptados y de las necesidades del sistema de riego previstas se tienen los siguientes parámetros de trabajo del equipo de bombas a instalar.-

Nivel Mín. del río: + 7,63 m a + 8,13 m

Nivel Más Frecuente. del río: + 9,55 m a + 10,05 m

Nivel Máx. del río en periodo de bombeo: + 12,00 m

Nivel de Máx. Inundación del río: + 13,40 m

Nivel de Pelo de Agua en Chimenea de Equilibrio: + 20,00 m

Salto Mínimo de Trabajo H_{min} . : 8,00 m

Salto Máximo de Trabajo $H_{máx.}$: 12,35 m

Salto Más Frecuente de Trabajo $H_{máx.}$: 9,95 m a 10,45 m

Caudal de Bombeo a Instalar $Q_{inst.}$: 0,115 m³/s

Perdida de carga según cálculo: 3,45 m

Selección de la Bomba

Para la selección del equipo de bombeo se ha consultado la información de distintos tipos de bombas existente en el mercado, tal que se adecuen a las necesidades del proyecto, primero debe preseleccionarse que tipo de bomba se necesita.-

Alternativa A - Pontón Flotante Con Bombas Sumergibles.

En este caso se trabajo con bombas centrifugas sumergibles accionadas por motor eléctrico. Esta selección se realizó mediante curvas característica tipo de salto – caudal, que definen el rango de trabajo del equipo de bombeo, rendimiento, potencia.

Adoptándose la bomba Tipo B 2151 o su equivalente actual PX 12 N, ambas para bajo saltos. Cuya curva característica se adjunta marcando el rango de trabajo de la misma.- Cabe destacar que la Cooperativa de Servicio de Coronda (COSERCO), tiene instalada dos (2) bombas de este tipo, que para un salto similar de trabajo tiene una capacidad de 200 m³/h, similar al caudal requerido en nuestro proyecto, en el que se instalara dos bomba.-

Cada equipo tiene un peso total de 160 Kg. que en caso de ser instaladas sobre pontón flotante, este deberá estar diseñado para un peso de sobrecarga total de 550 Kg, el equivalente a dos equipos más el personal de instalación.-

Para satisfacer las necesidades que exige el sistema de riego, se debe adoptar el siguiente equipo:

Numero de Bombas a Instalar N° : 2

Caudal de trabajo por Bomba Qu: 0,06 m³/s a 0.07 m³/s

Potencia Unitaria del Motor Eléctrico de P2: 22 Kw.-

Potencia Máx. de Arranque del Motor Eléctrico de P1: 25 Kw.-

Alternativa B - Pontón Flotante Con Bombas No Sumergibles.

En este caso se trabajo con bombas centrífugas de eje horizontal y manchón de acople a motor eléctrico. Esta selección se realizo mediante consultas técnicas sobre las características de salto – caudal y rango de trabajo del equipo de bombeo, potencia. En caso de instalar este tipo de bombas, se deberá en su momento consultar con mayor precisión las características del mismo. Para nuestro caso adoptamos una bomba Tipo RS55N - 85, ó similar, se adjuntan datos de dicho equipo.-

Para satisfacer las necesidades que exige el sistema de riego, se debe adoptar el siguiente equipo:

Numero de Bombas a Instalar N° : 2

Caudal de trabajo por Bomba Qu: 0.059 m³/s

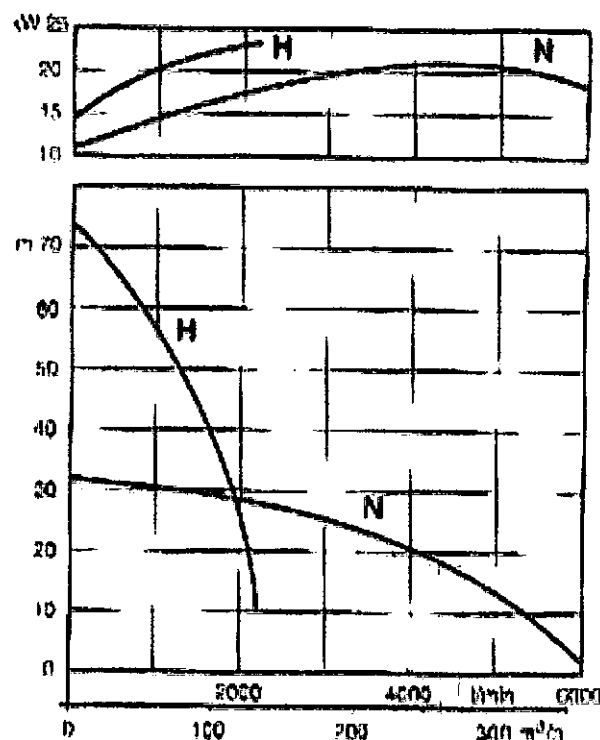
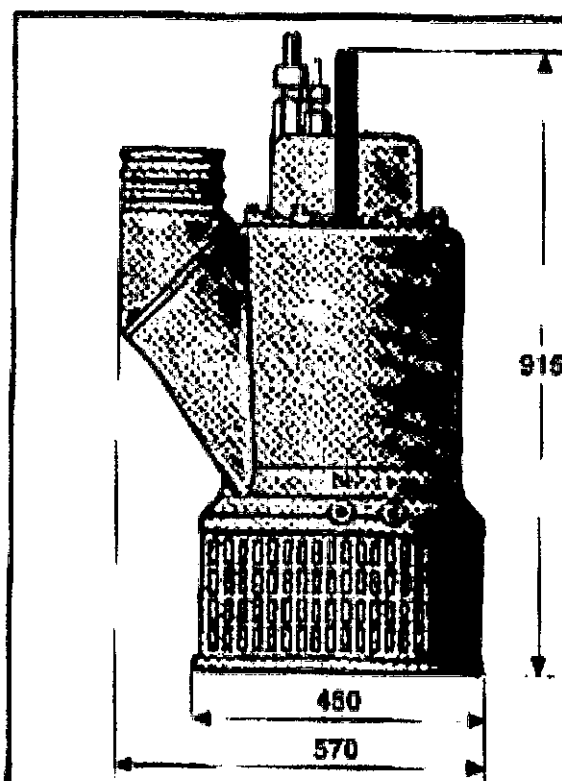
Potencia Unitaria del Motor Eléctrico de P2: 22.37 Kw.-

Submersible drainage pump

PUMPEX=

PX 12

50 Hz



Classification

Electric submersible pump
Protection class IP 68
Depth of submersion max. 20 m

Pump Types

PX 12 N Medium head
PX 12 H High head

Electric Motor

3-phase squirrel-cage induction motor
Motor rating P₂: 22 kW
Max. power input P₁: 25 kW
Speed: 2870 rpm

Voltage, V	230	300	400	415	500
Nominal current, A	76	45	45	41	34

Electric Cable

20 m (65 ft) II type HO7RN-F:
380-500 volts D.O.L.-start 4x10 mm²
380-500 volts star-delta start 2-4x6 mm²
220-240 volts D.O.L.-start 4x16 mm²
220-240 volts star-delta start 2-4x10 mm²

Star-delta starter

On request; built-in

Motor Protection

Shaft Seal

Seal cartridge with double mechanical seal in oil bath.
Primary seal: silicon carbide on silicon carbide
Secondary seal: ceramics on antimony treated carbon

Bearings

Upper bearing: Single-row deep groove ball bearing
Lower bearing: Double angular contact ball bearing

Materials

		ISO	BS	ASTM
Castings:	Aluminium	Al-Si10Mg	LM9	-
Shaft:	Stainless Steel	683-4	420S37	AISI 420
Impeller:	White cast Iron	-	4844 Grade 3E	A532 Alloy IIIA
Strainer:	Hot dip galvanized steel	Fe360A	-	A269 Grade D
Nuts and bolts:	Stainless Steel	4991 C 47	304 C 15	304
Rubber parts:	Nitrile rubber			

Discharge Spigot

4", 6" or 8" plain spigot
4" or 6" BSP threaded spigot

Weight (without cable)

100 kg (350 lb)

Accessories

Portable control unit for star-delta starting complete with all accessories for installation and operation.

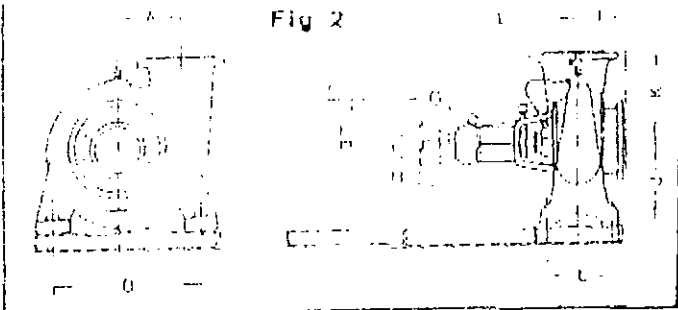
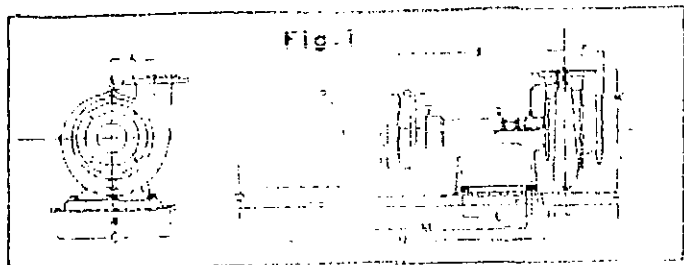


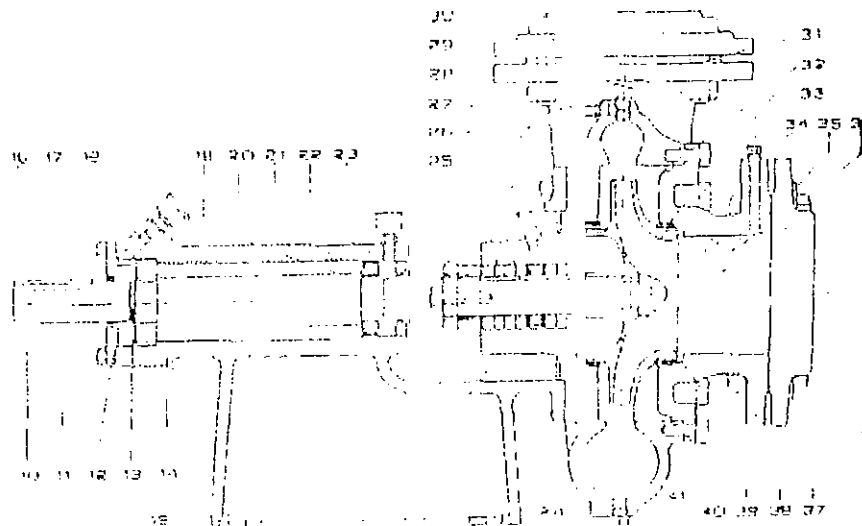
Fig. 1

Fig. 2

MODELO DE BOMBA	DESGARTE DE ASPIRACION E INYECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Peso de la bomba Kg.	Peso de la base Kg.
RS160N	1 1/2"	106	75	295	50	250	73	33	8	32	117	110	73	195	520	48	17	17	11
RS22	2"	130	130	295	86	304	85	40	12	50	140	124	140	571	755	85	20	30	22
RS250	2 1/2"	133	191	245	84	322	70	40	12	55	148	152	196	617	778	60	20	36	24
RS33N	3"	167	182	322	103	472	100	52	16	55	150	145	197	617	778	60	22	48	24
RS33N/2	3"	167	250	394	111	528	101	52	16	50	200	203	272	620	945	58	27	77	44
RS43	4"	121	250	394	107	529	123	52	16	50	200	190	272	620	945	58	27	73	44
RS44 RS44N/2	4"	51	250	394	108	530	113	52	16	50	200	198	272	620	945	58	27	89	44
RS5M/2	5"	228	234	-	-	516	180	50	20	-	230	235	260	-	-	-	37	146	-
RS55 RS55N/2	5"	178	294	452	131	501	142	50	20	90	280	230	260	200	1000	170	32	158	70
RS65	6"	212	294	452	131	593	165	50	20	90	280	255	260	200	1000	170	32	145	70
RS68	6"	245	470	-	-	572	180	50	20	-	335	307	302	-	-	-	37	208	-
RS1212	1 1/2"	330	170	-	-	606	210	-	-	-	445	350	380	-	-	-	57	405	-

VISTA EN CORTE DE UNA BOMBA Tipo RS

Para la obtención de repuestos bastará indicar el número de la pieza y el modelo y número de la bomba, que figuran en la chapa de características adosada a la misma.



REFERENCIA DE LA FIGURA

- 10 - Eje de bomba.

11 - Tornillos fijación tapa de soporte.

12 - Tapa de cojinete.

13 - Anillo de retención.

14 - Rodamiento.

15 - Caballote de soporte.

16 - Chaveta de acoplamiento.

17 - Anillo de filtro.

18 - Engrastador.

19 - Tuercos y espárragos del casquillo prensa estopa.

20 - Rodamiento.

21 - Retón de prensa.

22 - Casquillo prensa estopa.

23 - Engrastador.

24 - Caja de empaquetadura.

25 - Empaquetadura.
- 26 - Manguito protector del eje.

27 - Anillo de cierre hidráulico.

28 - Cane alimentación anillo de cierre hidráulico.

29 - Contrabrida impulsión.

30 - Tornillo y tuercas brida impulsión.

31 - Grifo de purga.

32 - Anillos de desgaste.

33 - Chaveta de rotor.

34 - Tapón de toma de presión.

35 - Contrabrida aspiración.

36 - Tornillo y tuercas brida aspiración.

37 - Tapa de cuerpo.

38 - Tuercas de sujeción del rotor.

39 - Rotor.

40 - Cuerpo de bomba.

41 - Tapón de drenaje.

Este tipo de equipamiento también puede ser montado en pontón un flotante. Como experiencia de ello se tiene en la zona de San Fabián una instalación similar a la propuesta. Esta, hoy se encuentra en explotación sin ningún tipo de inconvenientes.-

Ambas alternativas de instalación pueden ser adoptadas, dependiendo del costo de equipamiento que se consiga en el momento de consulta de precios para su adquisición. Por lo que se propone diseñar un pontón flotante que permita ser adoptado para ambas alternativas de bombas.-

No obstante debido a que la Cooperativa COSERCO, ya posee instalaciones de bombas como la propuesta en la Alternativa A, se recomienda adoptar esta, que permitirá optimizar el funcionamiento de las dos tomas de riego con las de abastecimiento de agua potable. De esta manera se podrá tener solo una máquina de repuesto en caso de falla en alguno de los sistemas, al igual las reparaciones y compras de repuestos, se harán con las mismas firmas y/o empleados con que cuenta la Cooperativa en la actualidad.-

DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

Condiciones de la Tubería de Entrada

$$Q = 0,115 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 327,6 \text{ mm}$$

$$V = 1,364 \text{ m/s}$$

Condiciones del Desarenador

Remoción de partículas hasta

$$D_{50} = 85 \mu\text{m} = 0,085 \text{ mm}$$

Grado de remoción 80 %

Velocidad de sedimentación

Fórmula de Stokes a 12 °C

$$V_s = 5,25 \text{ mm/s} = 0,525 \text{ Cm/s}$$

Número de Hazen (V_s / V_o)

$$\theta/t = 4 \text{ (Según tabla)}$$

Suponiendo una profundidad, $H = 1,5 \text{ m}$, el tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a $0,085 \text{ mm}$ en llegar al fondo sería de:

$$t = H / V_s = 285,71 \text{ seg.}$$

V_o : velocidad vertical de la partícula V_h : velocidad horizontal de la partícula

Y el período de retención hidráulico será de:

$$\theta = 4 \times 285,71 \text{ seg.} = 1143 \text{ seg.} \quad \text{Equivalente a } 0,3175 \text{ hs.}$$

DESARENADOR: Alternativa A

Según recomendaciones se debe adoptar un periodo mínimo de 0,5 hs.-

Luego adoptamos: $\theta = 1800 \text{ seg.}$ y $\theta/t = 6,3$

Con lo que se tiene una remoción de partículas del orden de 81 %

El volumen del tanque será por consiguiente:

Por condiciones operativas es conveniente disponer de un sistema doble de tratamiento, esto permitiría la limpieza periódica del 50 % de la planta en forma alternativa, sin corte del suministro.-

Cada tanque tendrá un volumen de:

$$V = \theta \times Q/2 = 1800 \times 0,0575 = 103,5 \text{ m}^3$$

Area de la superficie del Tanque:

$$A_s = V / H = 103,5 / 1,5 = 69 \text{ m}^2$$

Adoptando las dimensiones del tanque para una relación de, $L/B = 3/1$, tenemos

$$B = (A_s / 3)^{0,5} = 4,79 \text{ m} \quad \text{se adopta } B = 4,80 \text{ m}$$

$$L = 3 \times 4,80 = 14,40 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será de.

$$q = Q / A_s = (0,0575 / 69) \times 86400 = 72 \text{ (m}^3 / \text{m}^2 \times \text{d)}$$

La velocidad vertical de la partícula

$$V_o = V_s \cdot 1/(\theta/t) = 0,525 / 6,3 = 0,0833 \text{ Cm / seg}$$

La velocidad horizontal de la partícula

$$V_h = V_o L / H = 0,799 \text{ Cm / seg}$$

Vertedero de salida:

Tirante sobre el vertedero: $H_v = (Q/1,84 B)^{0,666} = 0,035 \text{ m}$

Velocidad de salida en vertedero:

$$V_v = Q/(B \cdot H_v) = 0,0575 / 4,80 / 0,035 = 0,343 \text{ m/s}$$

Perdida de carga en cámara entre ingreso y salida:

$$V_{ing.} = 1,364 \text{ m/s}$$

$$H_m = 0,1 [(1,364)^2 - (0,343)^2] / (2 \times 9,81) = 0,0089 \text{ m}$$

DESARENADOR: Alternativa B

Debido que estas aguas están destinadas para el riego cuyas exigencias son menores que las de agua potable, como alternativa de desarenador, puede adoptarse un diseño con un periodo mínimo de 0,35 hs .-

Luego adoptamos: $\theta = 1260 \text{ seg.}$ y $\theta/t = 4,4$

Con lo que se tiene una remoción de partículas del orden de 80 %

El volumen del tanque será por consiguiente:

Por condiciones operativas es conveniente disponer de un sistema doble de tratamiento, esto permitiría la limpieza periódica del 50 % de la planta en forma alternativa, sin corte del suministro.-

Cada tanque tendrá un volumen de:

$$V = \theta \times Q/2 = 1260 \times 0,0575 = 72,45 \text{ m}^3$$

Area de la superficie del Tanque:

$$A_s = V / H = 72,45 / 1,5 = 48,30 \text{ m}^2$$

Adoptando las dimensiones del tanque para una relación de, $L/B = 3/1$, tenemos

$$B = (A_s / 3)^{0,5} = 4,012 \quad \text{se adopta } B = 4,00 \text{ m}$$

$$L = 3 \times 4,00 = 12,00 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será de.

$$q = Q / A_s = (0,0575 / 48,30) \times 86400 = 102,85 \text{ (m}^3 / \text{m}^2 \times \text{d)}$$

La velocidad vertical de la partícula

$$V_o = V_s \cdot 1 / (\theta/t) = 0,525 / 4,4 = 0,12 \text{ Cm / seg}$$

La velocidad horizontal de la partícula

$$V_h = V_o L / H = 0,96 \text{ Cm / seg}$$

Vertedero de salida:

$$\text{Tirante sobre el vertedero:} \quad H_v = (Q/1,84 B)^{0,666} = 0,039 \text{ m}$$

Velocidad de salida en vertedero:

$$V_v = Q/(B.H_v) = 0,0575 / 4,00 / 0,039 = 0,37 \text{ m/s}$$

Perdida de carga en cámara entre ingreso y salida:

$$V_{ing.} = 1,364 \text{ m/s}$$

$$H_m = 0,1 [(1,364)^2 - (0,37)^2] / (2 \times 9,81) = 0,0088 \text{ m}$$

PILETA DE FILTRADO

La filtración se usa para remover los sólidos en suspensión que aun han quedado del proceso de decantación.-

La absorción depende de las características de los sólidos suspendidos y del medio filtrante, y las características químicas de los sólidos en suspensión en adherirse al medio filtrante.-

El Flujo de agua en los filtros convencionales de gravedad es de arriba hacia abajo. Arena y/o antracita son los medios filtrantes que se usan con una potencia de 38 a 76 Cm. Un soporte de piedra de 0,4 a 0,35 Cm de diámetro, se recomienda instalar en el fondo para soportar el medio filtrante, con una altura de 30 a 40 Cm. El medio filtrante debe ser lo suficientemente grueso para permitir una penetración del material fino existente en suspensión en el agua (lodos) de 3 a 5 Cm de profundidad desde la superficie del medio filtrante. En estos casos la velocidad de filtración no puede ser superior a los 5 m/h.-

También hay filtros, en donde el agua ingresa de abajo y recorre el manto filtrante hacia arriba. Este tipo de filtros permite cargar los mantos gruesos en la parte superior y los finos abajo, permitiendo una mayor penetración de finos, la vida de los filtros aumenta, acumulando más sólidos antes de tener que lavarlos.-

Además en caso del lavado, como el material se acomoda de tal manera que los mantos fino quedan arriba y los grueso abajo, no precisan un armado posterior de los mismos.-
Filtros de este tipo son los que se usan en recipientes cerrados a presión y se llega a una velocidad de 12 m/h (Caso Planta Cop. Fray Luis Beltrán)

Adopción de filtro

Para nuestro caso se adopta un filtro con circulación de agua de abajo hacia arriba, adoptando como velocidad de filtración $V_f = 9 \text{ m/h}$.-

Las partes esenciales de un filtro son:

- Caja Filtrante: Se adoptan dos, será construidas en hormigón de forma rectangular.-
- Cama de piedra: Para soportar el medio filtrante y evitar escapes.-
- Falso Fondo y distribuidor de caudales: Asegura una uniforme distribución del agua tanto para el filtrado como par el lavado.-
- Canaletas colectoras de lavado: Permite la evacuación del caudal de lavado, y asegura que los materiales filtrantes no fuguen.-
- Control de Flujo de agua: Se usa para detectar el taponamiento de los filtros y decidir el momento oportuno de efectuar el lavado.-

Debido a la experiencia que tiene la Cooperativa (CORSECO) de agua en estos tratamientos, se adoptan los mantos filtrantes siguientes:

MALLA TYLER Nº	APERTURA mm	VOLUMEN m ³	ALTURA m
20	0,833	13	0,33
15	1,168	4,5	0,12
8	2,362	1,5	0,03
6	3,327	4,5	0,12

Altura total del filtro 60 Cm.-

Altura a la superficie libre de 1,20 m.-

Cama de expansión de arena 30% para el lavado.-

El manto de arena de mayor tamaño se apoya en un falso fondo constituido por losetas de hormigón con toberas de acero inoxidable empotradas en las mismas, distribuidas uniformemente para evitar canalizaciones, tanto durante la operación de filtrado como en el proceso de lavado. Las siguientes capas de filtros se van colocando dejando siempre el material más fino arriba. De esta manera el lavado se hará en el mismo sentido del filtrado, tarea que no romperá la formación del filtro.-

El conducto de lavado superficial está a 70 Cm de las losetas donde se asienta el medio filtrante, o sea las toberas de lavado superficial quedan a 10 Cm de la superficie de la arena de los filtros.-

Con estos parámetros tenemos las siguientes dimensiones de la caja filtrante:

CAJA DE FILTRO: Alternativa A

Ancho de Caja: $B_f = 4,80 \text{ m}$

Largo de Caja: $L_f = 4,80 \text{ m}$

Alto de Caja: $H_f = 1,80 \text{ m}$ (altura de filtrado efectiva)

Superficie de Caja: $W_f = 4,80 \times 4,80 = 23,04 \text{ m}^2$

CAJA DE FILTRO: Alternativa B

Para el caso que se adopte la variante del desarenador, se respeta la sección del filtro y se adoptan las siguientes dimensiones:

Ancho de Caja: $B_f = 4,00 \text{ m}$

Largo de Caja: $L_f = 5,75 \text{ m}$

Alto de Caja: $H_f = 1,80 \text{ m}$ (altura de filtrado efectiva)

Superficie de Caja: $W_f = 4,00 \times 5,75 = 23,00 \text{ m}^2$

Sistema de lavado

Para esta planta se sugiere adoptar como velocidad de lavado 35 m/h .

La superficie de cada filtro es: $23,00 \text{ m}^2$

Caudal de lavado: $35 \times 23 / 3600 \text{ seg.} = 0,224 \text{ m}^3/\text{s}$

El flujo de lavado se divide 80% por la parte inferior el 20% por la parte superior por lo que deben pasar:

Caudal de fondo: $Q = 0,18 \text{ m}^3/\text{s.} = 648 \text{ m}^3/\text{h}$

Caudal de Superficie: $Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s.} = 162 \text{ m}^3/\text{h}$

Finalmente el agua filtrada debe ser enviada a una cisterna de almacenamiento, desde donde se produce la alimentación al sistema de riego mediante la red de distribución.-
El control de la presión, caudal y golpes de Arite deben ser controlados mediante válvulas específicas para cada caso, en los lugares que se recomienden.-

V.- ESQUEMAS DE OBRAS PROPUESTOS

V.- ESQUEMAS DE OBRAS PROPUESTOS

De acuerdo con los cálculos hidráulicos y consideraciones realizadas, se pueden plantear tres tipos de obras a adoptar en función del volumen de obra y de su eficacia que se requiere.

Alternativa de obra A

Se propone la siguiente configuración de obras:

- Toma de agua en pontón flotante, para dos bomba Tipo B 2151 o su equivalente actual PX 12 N, ambas para bajo saltos. Cada equipo tiene un peso total de 160 Kg.-
- El pontón flotante, deberá estar diseñado para un peso de sobrecarga total de 550 Kg, el equivalente a dos equipos más el personal de instalación.-
- Sistema de válvulas de retención y anti Ariete, para controlar tanta los volúmenes de agua como las ondas de presiones en la conducción.-
- Conducción de polietileno clase 4, de diámetro exterior $\phi_e = 355\text{mm}$, y espesor $e = 13,7\text{ mm}$, longitud aproximada de conducción $L_c = 800\text{ m}$.-
- Cámara desarenadora (Alternativa A) cuyas dimensiones principales son:
Volumen de: $V = 103,70\text{ m}^3$
Area de la superficie del Tanque: $A_s = 69,12\text{ m}^2$
 $B = 4,80\text{ m}$ $L = 14,40\text{ m}$ $H = 1,50\text{ m}$
- Alternativa A de Caja de Filtro
Ancho de Caja: $B_f = 4,80\text{ m}$
Largo de Caja: $L_f = 4,80\text{ m}$
Alto de Caja: $H_f = 1,80\text{ m}$ (altura de filtrado efectiva)
Superficie de Caja: $W_f = 4,80 \times 4,80 = 23,04\text{ m}^2$
- Cisterna de almacenamiento y red de distribución
El agua filtrada debe ser enviada a una cisterna de almacenamiento, desde donde se produce la alimentación al sistema de riego mediante la red de distribución.-
El control de la presión, caudal y golpes de Arite deben ser controlados mediante válvulas específicas para cada caso, en los lugares que se recomienden.-

COMPUTO ESTIMADO DE OBRA PARA EL SISTEMA COMPLETO

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ITEM	UNIDA	CANTIDAD	PRECIO ESTIMADO
1	Pontón Flotante.	Ud.	2	10000,00
2	Bombas de impulsión	Ud.	4	64000,00
3	Conducción Flexible de $\phi_c = 400$ mm	m	20	4500,00
4	Conducción de Politice De $\phi_c = 355$ mm	m	1600	32000,00
5	Accesorios de Bombas Conducciones	Gl		4500,00
6	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara Desarenadora	m3	173,0	86500,00
7	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara de Filtrado	m3	97,5	48750,00
8	Accesorios de Cámaras de Filtrado y Desarenadora	Gl		21000,00
9	Imprevistos 9 % del subtotal	Gl		25000,00
Costo Total Estimado de Obra Sin Cisterna, Red de Distribución, Sistema eléctrico				296250,00

Nota: Los cálculos y costos adoptados, son estimados y solo sirven para una comparación entre alternativas que permita seleccionar el proyecto a desarrollar.-
 Los planos de diseños se harán una vez seleccionada la alternativa de proyecto.-
 En caso de adoptar el equipo de bombas no sumergibles, el costo estimado de las mismas es de: $4 * 10500 = \$ 42000$, con lo que se tiene un importante ahorro en este ítem

Alternativa de obra B

Se propone la siguiente configuración de obras:

- Toma de agua en pontón flotante, para dos bomba Tipo B 2151 o su equivalente actual PX 12 N, ambas para bajo saltos. Cada equipo tiene un peso total de 160 Kg.-
- El pontón flotante, deberá estar diseñado para un peso de sobrecarga total de 550 Kg, el equivalente a dos equipos más el personal de instalación.-
- Sistema de válvulas de retención y anti Ariete, para controlar tanta los volúmenes de agua como las hondas de presiones en la conducción.-
- Conducción de polietileno clase 4, de diámetro exterior $\phi_e = 355\text{mm}$, y espesor $e = 13,7\text{ mm}$, longitud aproximada de conducción $L_c = 800\text{ m}$.-
- Cámara desarenadora (Alternativa B) cuyas dimensiones principales son:

Volumen de: $V = 72,00\text{ m}^3$

Area de la superficie del Tanque: $A_s = 48,00\text{ m}^2$

$B = 4,00\text{ m}$ $L = 12,00\text{ m}$ $H = 1,50\text{ m}$

- Alternativa B de Caja de Filtro

Ancho de Caja: $B_f = 4,00\text{ m}$

Largo de Caja: $L_f = 5,75\text{ m}$

Alto de Caja: $H_f = 1,80\text{ m}$ (altura de filtrado efectiva)

Superficie de Caja: $W_f = 4,00 \times 5,75 = 23,00\text{ m}^2$

- Cisterna de almacenamiento y red de distribución

El agua filtrada debe ser enviada a una cisterna de almacenamiento, desde donde se produce la alimentación al sistema de riego mediante la red de distribución.-

El control de la presión, caudal y golpes de Arite deben ser controlados mediante válvulas específicas para cada caso, en los lugares que se recomienden.-

COMPUTO ESTIMADO DE OBRA PARA EL SISTEMA COMPLETO

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ITEM	UNIDA	CANTIDAD	PRECIO ESTIMADO
1	Pontón Flotante.	Ud.	2	10000,00
2	Bombas de impulsión	Ud.	4	64000,00
3	Conducción Flexible de $\phi_c = 400$ mm	m	20	4500,00
4	Conducción de Polietileno De $\phi_c = 355$ mm	m	1600	32000,00
5	Accesorios de Bombas Conducciones	Gl		4500,00
6	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara Desarenadora	m3	134,5	67250,00
7	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara de Filtrado	m3	99,5	49750,00
8	Accesorios de Cámaras de Filtrado y Desarenadora	Gl		21000,00
9	Imprevistos 9% del subtotal	Gl		22700,00
Costo Total Estimado de Obra Sin Cisterna, Red de Distribución, Sistema eléctrico				275700,00

Notas: Los cálculos y costos adoptados, son estimados y solo sirven para una comparación entre alternativas que permita seleccionar el proyecto a desarrollar.-
 Los planos de diseños se harán una vez seleccionada la alternativa de proyecto.-
 En caso de adoptar el equipo de bombas no sumergibles, el costo estimado de las mismas es de: $4 * 10500 = \$ 42000$, con lo que se tiene un importante ahorro en este ítem.-

Alternativa de obra C

Se propone la siguiente configuración de obras:

- Toma de agua en pontón flotante, para una bomba Tipo B 2151 o su equivalente actual PX 12 N, ambas para bajo saltos. Cada equipo tiene un peso total de 160 Kg.-
- El pontón flotante, deberá estar diseñado para un peso de sobrecarga total de 550 Kg, el equivalente a dos equipos más el personal de instalación.-
- Sistema de válvulas de retención y anti Ariete, para controlar tanta los volúmenes de agua como las hondas de presiones en la conducción.-
- Conducción de polietileno clase 4, de diámetro exterior $\phi_e = 355\text{mm}$, y espesor $e = 13,7\text{ mm}$, longitud aproximada de conducción $L_c = 800\text{ m}$.-
- Sin cámara desarenadora: En este caso, para evitar obstrucciones en las conducciones para el riego por goteo, los productores deberán contar equipo propios de tratamiento final de agua.-

- Alternativa C de Caja de Filtro

Ancho de Caja: $B_f = 4,00\text{ m}$

Largo de Caja: $L_f = 5,75\text{ m}$

Alto de Caja: $H_f = 1,80\text{ m}$ (altura de filtrado efectiva)

Superficie de Caja: $W_f = 4,00 \times 5,75 = 23,00\text{ m}^2$

- Cisterna de almacenamiento y red de distribución

El agua filtrada debe ser enviada a una cisterna de almacenamiento, desde donde se produce la alimentación al sistema de riego mediante la red de distribución.-

El control de la presión, caudal y golpes de Arite deben ser controlados mediante válvulas específicas para cada caso, en los lugares que se recomienden.-

COMPUTO ESTIMADO DE OBRA PARA EL SISTEMA COMPLETO

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ITEM	UNIDA	CANTIDAD	PRECIO ESTIMADO
1	Pontón Flotante.	Ud.	2	10000,00
2	Bombas de impulsión	Ud.	4	64000,00
3	Conducción Flexible de $\phi c = 400$ mm	m	20	4500,00
4	Conducción de Polietileno De $\phi c = 355$ mm	m	1600	32000,00
5	Accesorios de Bombas Conducciones	Gl		4500,00
6	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara Desarenadora	m3		
7	Volumen de Hormigón H-21 de Cámara de Filtrado	m3	97,5	49750,00
8	Accesorios de Cámaras de Filtrado y Desarenadora	Gl		21000,00
9	Imprevistos 9% del subtotal	Gl		16700,00
Costo Total Estimado de Obra Sin Cisterna, Red de Distribución, Sistema eléctrico				202450,00

Nota: Los cálculos y costos adoptados, son estimados y solo sirven para una comparación entre alternativas que permita seleccionar el proyecto a desarrollar.-
Los planos de diseños se harán una vez seleccionada la alternativa de proyecto.-
En caso de adoptar el equipo de bombas no sumergibles, el costo estimado de las mismas es de: $4 * 10500 = \$ 42000$, con lo que se tiene un importante ahorro en este ítem.-