

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA**



**ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA CINCO  
LOCALIDADES DEL DEPARTAMENTO DE ANCASH**

**Tesis para optar el Titulo de**

**INGENIERO SANITARIO**

**LUIS SEMINARIO DEL RIO**

**PROMOCION 1961**

**LIMA - PERU**

**1965**

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Fundamentación del Estudio: Su importancia desde el punto de vista de Salud Pública, de Desarrollo Económico y Social.

Los sistemas de Abastecimientos de Agua involucran un gran número de personas ya que el agua, que constituye una necesidad fisiológica imprescindible, es usada diariamente en gran cantidad en todas las partes del mundo. En los pueblos primitivos donde no existen abastecimientos públicos, las personas que disponen de medios económicos pueden pagar a gente que traiga el agua a su casa, el resto tiene forzosamente que señalar a uno o varios miembros de su familia para conseguir por lo menos la cantidad mínima necesaria para subsistir. Esta situación no es la mejor forma de alentar la higiene personal de la vivienda.

Al crecer las comunidades de simples grupos de casas a ciudades, se hace presente, entre otros, el problema del agua. En estas circunstancias los individuos se organizan eventualmente para coordinar esfuerzos y proveerse de un sistema común. En muchos de estos casos la comunidad delega la solución a gente entusiasta, pero sin experiencia, lo que por lo general trae como consecuencia un sistema deficiente que al final produce el descontento entre las personas que han aportado su esfuerzo. En algunos casos un sistema deficiente agrava el peligro sanitario existente antes de la ejecución de las obras, por ejemplo: Cuando se distribuye libremente a todos los individuos agua de una fuente contaminada que posiblemente antes de ejecutarse las obras solamente era accesible a los más cercanos. Las razones expuestas en la construcción de estos servicios son también válidas para el mantenimiento de los mismos.

No es necesario recurrir a largos y bien fundamentados argu-

mentos para convencer a la gente de la necesidad de un sistema amplio de distribución de Agua Potable, basta mencionar el problema para que sea universalmente aceptado ya que la necesidad es ampliamente apreciada.

La disminución espectacular de la morbilidad y mortalidad producida por enfermedades de origen hídrico en el último siglo en los Estados Unidos de Norteamérica y estudio realizados en Brasil y otros países, suministran la evidencia irrefutable de que la disponibilidad de agua potable en cantidad suficiente en los domicilios trae como resultado una disminución muy importante de estas enfermedades sin distinción de raza y clase social.

Para elevar el habitante peruano, a un nivel sanitario socio-económico adecuado, e incorporado a la vida del país como un elemento productivo, libre de enfermedades propias de medios sub-desarrollados, hay que proporcionarle en primer lugar, facilidades sanitarias básicas, como son el agua potable y la disposición sanitaria de excretas.

Es tan importante este aspecto, que en la carta fundamental de la Conferencia de Punta del Este, se fija el Saneamiento Básico como uno de los objetivos primarios ya que el punto 7 de la carta dice, que hay que desarrollar Programas Sanitarios, incluso el de proporcionar agua potable para lo menos el 70 % de la población urbana y el 50 % de la población rural de América Latina para el próximo decenio.

## CAPITULO II

### GENERALIDADES

Características geográficas, geológicas, climatológicas, hidrológicas, aspectos económicos, aspectos sanitarios y medios de transporte

#### Características Geográficas:

El Departamento de Ancash, está situado en la zona norte del País entre los 78°36' y 76°51' de longitud oeste de Greenwich y los 10°52' y 8°06' de latitud sur con una extensión superficial de: 36,308 Km<sup>2</sup>., ocupando el noveno lugar de acuerdo a su área, con respecto a la extensión del País.

Según el Censo de 1961 la población del Departamento es de: 582,598 habitantes, siendo en su mayor parte de tipo rural.

Su puerto principal es Chimbote, siguiéndole en importancia Casma. Está unido por ferrocarril a Huanca y por carretera a la Capital Huaraz.

El Departamento de Ancash, exceptuando las provincias de Santa y Casma situadas en la costa, tiene en general terreno muy quebrado, formando su principal relieve dos elevadas Cordilleras que recorren en dirección paralela a la parte central del Departamento.

La Cordillera Occidental, después de penetrar en Ancash se bifurca desde el nacimiento en las Pampas de Lampas en dos cadenas bien distintas: la Cordillera Negra y la Cordillera Blanca. Ambas cordilleras dan lugar a la formación de tres regiones de diferencias muy acentuadas en su topografía, clima, producción y geografía humana.

Costa: La naturaleza del litoral ancashino presenta características bastante originales en cuanto a su aspecto, clima y vegetación. El litoral está detrás de montes de poca altura con llanuras exten

as y grandes lagunas como Playa Grande en Huarney. La vegetación es escasa, irrumpiendo la continuidad de los valles a pesar de la escasez de agua.

En la zona de Casma, Samanco y Chimbote, se presentan magníficas bahías, útiles como fondeadores, en especial el último, que protegido por una serie de islotes, constituye el mejor puerto de toda la costa del Perú.

La bahía de Chimbote llamada también del Ferrol tiene siete millas de ancho, está defendida hacia el sur por una península de cinco millas de longitud. Su boca se halla a nueve millas al noroeste de la bahía de Samanco y los islotes del mismo nombre la cierran por el sudoeste.

En las llanuras que se encuentran intercaladas entre los pocos valles costeros, no se observa vegetación alguna, sino dunas arenosas y médanos.

La vida vegetal sólo renace junto a los ríos e a los manantiales de corrientes subterráneas que brotan de los valles, al lado de los ríos hay formaciones boscosas de bombáceas, melacactos, acacias y cactacias. Los terrenos húmedos se cubren de plantas leñosas como los huaranges, espines y algarrobos.

Sierra: Ascendiendo por las estribaciones accidentales de los Andes, comienzan los valles andinos altos con frente al mar que se denominan la zona de las vertientes. Las quebradas conducen a mesetas cubiertas de escasa vegetación situadas en las cumbres de la Cordillera Negra y desciende por pequeños valles de gran pendiente al valle principal del Santa que corre de sur a norte.

La parte superior del Valle del Santa hasta el punto de Recreata es una especie de garganta con aguas minerales.

La parte media es probablemente la más complicada y comprende la región de Huaras. A partir de esta ciudad, siguiendo el río ha

cia la derecha hay unos cerros detrás de los cuales se encuentra la Cordillera Blanca y entre ambas formaciones hay una especie de planicie de erosión, existiendo una gran cuenca que se extiende desde Chanco, Vicos, y la quebrada de Honda, hasta la Cordillera, tanto al sur como al norte existen una sucesión de cuencas glaciares.

La Tercera Zona: Es la del Cañón del Pato, formada por una serie de plegamientos, siendo el Huascarán uno de estos plegamientos y es típicamente un glaciar, que se ha formado por la interferencia de dos plegamientos.

#### Características Geológicas:

El Callejón de Huaylas, es uno de los accidentes geográficos más importantes; en época geológica primitiva los dos ramales que en la actualidad lo forman no existían, sino que se elevaba como una cordillera de ancha base, desde la región de Oyón hasta las inmediaciones de Huandora en la provincia de Pallasca. Las lluvias abundantes, los vientos, la nieve y el calor solar comenzaron a actuar sobre la costa de aquella gran Cordillera truncando sus cimas primero y acabando por formar una serie de depósitos de agua escalonados de sur a norte; estas aguas al escurrirse de las partes de más elevado nivel a las más bajas, concluyeron por formar los cauces longitudinales de los ríos Santa y Pativilca, en direcciones opuestas, erosionando cada vez más el terreno y dando así origen a la configuración caprichosa, como a la bifurcación definitiva de aquella gran cadena cuyos ramales se conocen con los nombres de Cordillera Blanca y Cordillera Negra. La sección de aquella antigua Cordillera que se hallaba en el territorio que hoy ocupan las provincias de Bolognesi y Cajatambo, fué erosionada notablemente formándose el Nudo de Chonta y las quebradas del Fortaleza y del Pativilca con sus afluentes; en cuanto al norte de aquel Nudo, se extendía un gran lago, cuyo lecho es la actual Pampa de Lampas y cuyos restos son las lagunas que se hallan diseminadas en ella. Las aguas del río Pativilca, así co

no las del Santa en la sección del Cañón del Pato hallaron un obstáculo muy poderoso en su curso, una barrera montañosa que con el transcurso del tiempo fué cortada a pico.

Raymondi subdivide las rocas eruptivas del Departamento de Ancash en tres grupos principales: Cristalinas o granitoides, dioríticas y volcánicas.

Entre las rocas cristalinas o granitoides figuran el granito, gneis, la sienita y el rersaton, siendo abundante las dos primeras en la costa.

En forma especial en este Departamento se tiene gran abundancia de rocas dioríticas asociadas con frecuencia a un mineral metálico. Podría decirse que no hay un punto en la Cordillera Negra donde no se encuentre algún mineral metálico acompañado de alguna roca diorítica.

La mayoría de las rocas volcánicas del Departamento consisten en traquitas. Hay rocas de esta especie en la sección de la Cordillera Blanca, comprendida entre el nevado de Tuco y Recuay y también en algunos puntos de la Cordillera Negra.

#### Clima:

Este Departamento debido a su configuración, extensión y ubicación posee una diversidad de climas, desde el cálido de la costa hasta el glacial de los picachos andinos. Esta variabilidad está en relación con la altitud, oceanidad, exposición, arbolada, lluvias y naturaleza del suelo de cada lugar.

En efecto en la faja de tierras correspondiente a la región de la costa el clima es cálido, suave, con estaciones bien diferenciadas y sin lluvias, como en todo el litoral peruano; en la ojea de costa es menos cálido debido a su elevación y se caracteriza por sus neblinas frecuentes durante el verano. En las quebradas, el clima es caluroso debido indudablemente a su poca altitud y a que

se encuentran encajonadas entre cerros elevados que las protegen contra los vientos fríos que bajan de la cordillera.

La sierra propiamente dicha es templada, de atmósfera seca y con lluvias copiosas; en ella se notan sólo dos estaciones y que llevan nombres opuestos a las de la costa: El Invierno o estación de las lluvias y el verano o estación de las sequías. Durante el invierno serrano desde Noviembre hasta Abril, el sol se deja ver solamente en las mañanas y hay veces en que el cielo permanece totalmente nublado durante 4 ó 5 días consecutivos: la lluvia cae en abundancia, en muchos casos, desde el amanecer hasta la noche. La lluvia se intensifica aún más en los meses de Enero, Febrero y Marzo, durante ese período los ríos y torrentes aumentan sus aguas notablemente. Hay también fuertes granizadas, pero sólo de cuando en cuando en cambio los rocios son frecuentes.

Durante el verano (Junio-Setiembre) la sequedad de la atmósfera y la diafanidad del cielo hacen que los días sean calurosos y las noches extremadamente frías, haciendo bajar la temperatura, algunas veces, hasta menos de 0°C. originando frecuentes heladas.

#### Hidrografía:

El Santa que nace en la laguna de Conococha a 3,940 m.s.n.m., es el más largo de todos los ríos de la costa. Desemboca en el puerto de Chimbote después de recorrer el Callejón de Huaylas. El Marañón que es el límite con el Departamento de La Libertad por el Oriente y finalmente los ríos Huarney, Casma y Nepeña que en las épocas de lluvias aumentan considerablemente su caudal de aguas constituyen los sistemas de irrigación de los valles de esos nombres.

Existen además las lagunas de Conococha, Acoshacocha y Cojup.

#### Aspecto Sanitario:

La tasa bruta de mortalidad (13.5 por 1000 Hb.) es elevada, lo mismo que la mortalidad infantil, más del 50% de las defunciones o-



ocurren en niños menores de 5 años.

Las condiciones sanitarias de las poblaciones son pobres: falta de agua potable e inadecuada disposición de excretas en la mayoría de los centros poblados, principalmente en la zona rural.

La vivienda en general es inapropiada y la falta de educación sanitaria es muy notoria.

Las cinco principales causas de muerte, según la estadística de 1958, fueron:

1. Enfermedades del aparato digestivo.
2. Enfermedades del aparato respiratorio.
3. Enfermedades de la primera infancia.
4. Enfermedades del aparato circulatorio, y
5. Enfermedades infecciosas y parasitarias.

En el mismo año el número de casos de las dos principales enfermedades transmisibles fueron:

- Disenteria . . . . . 1,641 casos
- Tifoidea . . . . . 1,008 casos.

En total existen 13 hospitales en el Departamento, con 534 camas, lo que da un índice de 0.78 camas por 1,000 habitantes, uno de los más bajos en el País.

#### Aspectos Económicos:

Las industrias de gran importancia que existen en el Departamento de Ancash son: La pesquera, la siderúrgica, la turística, la minera y la hidráulica. Sólo la primera ha alcanzado un alto nivel de producción; la siderúrgica está en la etapa del "plan piloto" en vías de crecimiento, la turística se encuentra descuidada, la minera inexplorada y la hidráulica parcialmente aprovechada.

Las industrias pesquera y siderúrgica se asientan junto al mar, mientras que las restantes, se encuentran en las serranías.

La industria pesquera en Chimbote es una de las más importantes del mundo. Funcionan allí 33 empresas dedicadas a industrializar la pesca, las que junto con las 17 del resto de la costa del Departamento hacen 50 empresas. Trabajan en dicha zona alrededor de 6,000 pescadores y en tierra laboran 10,000 personas más solamente en esta industria.

La Planta Siderúrgica del Santa es potencialmente de gran importancia; en la actualidad es enfocada por sus detractores, como la productora del acero más caro del mundo, y por sus defensores, como la promesa más firme de una poderosa industria peruana, y como una planta-pilote modelo.

El panorama industrial es totalmente diferente en la sierra Ancashina. Allí se encuentra la gran Central Hidroeléctrica del Cañón del Pato, maravilla de la técnica, que tiene un potencial de 50 mil kilowatios, el que subirá en su segunda etapa al doble. El futuro del Departamento depende muchísimo de esta central.

Otra de las grandes esperanzas es la industria turística, con su compañera principal, la hotelera y las innumerables y ricas subsidiarias.

Por último, como poderosa posibilidad se encuentra la minería ya que la región es rica en oro, plata, plomo, zinc, vanadio y carbón.

En la actualidad hay una casi total ausencia de otro tipo de industrias. La agricultura y la ganadería no prosperan como deberían y sus principales productos: Caña de azúcar, algodón, arroz, en la costa, y papas, cebada, maíz y alfalfa en la sierra no son promisorios.

#### Medios de Transporte:

La costa ancashina está recorrida por una carretera asfaltada que es parte de la Panamericana Norte y que pone en contacto con la capital de la República todas las poblaciones del litoral de Ancash.

Para dejar la costa y penetrar al interior (hacia Huaraz), se dispone de tres alternativas: La entrada que parte de Pativilca en el kilómetro 188; la que se inicia en Casma , kilómetro 358, y el tren de trecha angosta que une Chimbote con Huallanca.

La carretera que parte de Pativilca no es muy buena, con tramos difíciles mal conservados.

El desvío desde Casma es más corto 140 kilómetros, pero mucho más empinado y con tramos angostos que ofrecen peligro.

El tercer acceso a la Sierra del Departamento le constituye el tren Chimbote-Huallanca que inicia el ingreso en el Cañón del Pato, de donde se continúa viaje por carretera hasta la ciudad de Huaraz.

## CAPITULO III

### TECNICA DEL ESTUDIO

- A. Recopilación de información relativa a la población, a sus características urbanas, a sus recursos financieros, servicios públicos disponibles, actividades industriales y comerciales, existencia de enfermedades transmisibles, y otros aspectos de cada localidad, que tenga relación con la ejecución y operación de a bastecimientos de agua.

Para la elaboración de un Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable se necesita una serie de datos propios de cada localidad, los cuales determinan:

- a. Las normas que se van a seguir en los cálculos a efectuarse en la elaboración del Proyecto, y
- b. La capacidad de las comunidades para pagar por la implantación o mejoramiento de instalación de agua y por los servicios de agua que reciba.

Estos datos pueden enumerarse de la siguiente manera:

1. Datos varios, tales como: Altitud sobre el nivel del mar; re gión geográfica; clima; aspectos generales de la comunidad; o cupación de los habitantes; tipo de vivienda indicando la can tidad y de que material están o nstru ídas; coste promedio del terreno; existencia de pavimento y veredas, indicando si h abría necesidad de romperlo para instalar tubería; tipo de te rreno, señalando aquellas características particulares que a fecten la excavación de zanjas; aguas subterráneas, indicando si se podría considerar esta fuente para el sistema de a gua potable, variaciones de la napa de acuerdo a las estacio nes; presupuesto de la comunidad, indicando el origen de estos fondos y el objeto principal en el cual se gastan.

2. Servicios Públicos tales como: Fuerza eléctrica, indicando si es de propiedad privada o estatal, la capacidad de diseño y producción actual, el promedio de horas diarias en que el servicio eléctrico da energía, las tarifas para uso domiciliario e industrial y el número y porcentaje de viviendas que cuentan con este servicio; facilidades hospitalarias y Salud Pública tales como: Áreas de Salud, Unidades Sanitarias, Centros de Medicina Preventiva, Postas Médicas, Hospitales y Postas Sanitarias. Sino existen estas facilidades, se debe indicar el lugar más cercano que cuenta con tales servicios; correo, telégrafos, teléfonos y bancos; establecimientos de comidas y bebidas indicando el número de ellos y su actual fuentes de abastecimiento; leche, porcentaje de la población que la consume, precio, procedencia y si viene de una planta embotelladora y pasteurizadora se indicará la fuente de abastecimiento de agua de ésta.
3. Datos de población anotando los censos de 1940 y 1961 para mostrar crecimientos de población en la zona urbana. Verificar el último censo con la población real y explicando la razón si es que ha ocurrido decrecimiento en la población.
4. Morbilidad, refiriéndose principalmente a las enfermedades producidas por el agua (diarrea, disentería, tifoidea, parásitos intestinales, etc.) y también alguna epidemia u otra enfermedad no común.
5. Estudios y Proyectos, es decir hacer una reseña de todos los estudios particulares o estatales a cabo en la localidad indicando fecha, tema tratado, origen, presupuesto, financiación y grado de avance. En caso de que haya una obra muy importante que pueda traer una explosión demográfica notable en la localidad o en el consumo de agua, se recalcará su importancia.
6. Costo de materiales, mano de obra y transporte. En este acá

pite se indicarán los precios de todos los materiales (arena, piedra, cemento, madera, etc.) puestos en sitio y el lugar de procedencia. Igualmente se señalará el costo de la mano de obra, si hay personal especializado en la localidad, si hay facilidad de encontrar peones (mano de obra) todo el año y si se acostumbra pagar leyes sociales. También se describen las facilidades para el transporte local y el costo del acarreo, así como transporte y conducción de materiales. También se especifica la ruta más probable, el modo y el costo de transporte de materiales de construcción, del centro comercial más cereano a la localidad en estudio, indicando si el tráfico es normal todo el año o si hay algunos meses en que es poco probable el acceso debido a las lluvias.

7. Industrias, haciendo una breve descripción de ellas indicando la fuente de suministro de agua (de ellas), indicando cuales serían en potencia las industrias que usarían del agua potable de la localidad en el futuro, en los casos en que no exista actualmente este servicio, o donde exista este servicio, pero las plantas no lo utilizan corrientemente.

## B. Servicios de Agua Potable. Situación Actual.

1. Aceptable
2. Mejoramiento y ampliación de los Servicios Existentes
3. Requerimiento de un nuevo sistema
4. Sin servicio

Para llegar una de las cuatro conclusiones con respecto al estado en que se encuentran los servicios de agua potable en cada localidad hay que efectuar un estudio del sistema existente, si es que lo hay dando datos e información de los siguientes aspectos:

- a. Cuenca: Se describirá el área aproximada de la cuenca colectiva para el caso de manantiales, y embalses, incluyendo el esta

do sanitario en que se encuentra señalando si hubiera fuentes potenciales de contaminación.

- b. Fuente: Se indicará el tipo de fuente utilizando ya sea río, arroyo, pozos, embalses, galerías filtrantes, manantiales u otros, dando informes sobre el volumen de agua disponible incluyendo las variaciones estacionales.
- c. Captación: Se describirá la clase o tipo y las condiciones generales de captación dando informes sobre el total de agua tomada; en el caso de que sea bombeada se indicará la marca, capacidad y edad de cada bomba, la fuente de fuerza, el número de horas y el volumen bombeado por día.
- d. Línea de Conducción: Se darán las siguientes características: Año de construcción, material, diámetro, distancia de la captación al reservorio o a la red de distribución, el actual egtado de conservación y funcionamiento y cualquier estructura rompedora de presión o válvulas reductoras colocadas en la línea.
- e. Reservorio: Se describirá cualquier reservorio que constituya parte del sistema, dando información del año de construcción, el tipo, dimensión, capacidad, situación y elevación, estado de conservación y funcionamiento.
- f. Tratamiento: Se dará una descripción general del tratamiento del agua, y en caso de haber, de la planta de tratamiento, dande información sobre el tipo de planta, año de construcción, procesos de tratamiento, etc.
- g. Bombeo: Se describirá en caso de haber, las estaciones de bonbee y adonde bombean: Reservorio, planta de tratamiento o egtaciones en la red. En cada caso se dará la marca, capacidad, edad, fuente de fuerza, número de horas y volumen de bonbee por día.
- h. Sistema de distribución: Se describirá el sistema de distri-

bución dando información sobre: Año de construcción, material predominante de la tubería, diámetros, profundidad a que está colocada la tubería. Se indicará el estado general en que se encuentra la red, válvulas, cajas de válvulas, indicando cualquier evidencia no usual de pérdidas por grietas, etc., anotándose también cualquier origen potencial de contaminación adyacente a, o cerca del sistema de distribución.

1. Calidad del Agua: Se analizará el agua, para tener información de las cualidades físicas y químicas de ésta, que es consumida por los habitantes de cada localidad. Cuando se da tratamiento de cualquier tipo, se debe mostrar para el estudio los resultados de los análisis para el agua cruda y el agua tratada para así tener alguna información sobre la eficacia del tratamiento.

Los análisis se harán de la siguiente manera:

1. Características físicas: Se dará una descripción general de éstas indicando la presencia o ausencia de turbidez, clasificando el agua como clara, ligeramente turbia, turbia, o muy turbia; presencia de color, particularmente en la ausencia de turbidez y presencia de cualquier mal olor característico.
  2. Características químicas: Se harán estudios químicos que incluyan pH, dureza del agua, alcalinidad y CO<sub>2</sub>.
- j. Operación, mantenimiento y administración: Se indicará la entidad de las personas o persona responsable de la supervigilancia, funcionamiento y mantenimiento, así como de la administración del manejo financiero del abastecimiento de agua; también se obtendrá datos: del costo de operación por año, incluyendo costos de bombeo, productos químicos, mantenimiento y salarios y jornales del personal empleado en la operación; relación de tarifas.



Después de esta evaluación total del Sistema de Agua Potable, se llega a una conclusión sobre el estado de éste y las necesidades de mejorarlo o de cambiarlo totalmente.

## CAPITULO IV

Programa de trabajo a seguir en la elaboración del Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable para cada localidad.

En este capítulo del presente Proyecto de Grado, se señalarán en forma general los métodos o caminos seguidos en el diseño del sistema de cada localidad, explicando en el capítulo VII "Conclusiones" la razón por la cual se ha seguido algunos de dichos métodos.

### 1. Población y Período de Diseño.

Para la ejecución de los proyectos considerados en el presente estudio se tomará un período de diseño de 20 años, y una población futura de diseño aproximadamente igual al doble de la población obtenida en el censo del año 1961.

### 2. Dotación, Variaciones de Consumo diarias y horarias.

Para adoptar una determinada dotación por habitante y por día deberán tenerse en cuenta los siguientes factores: Consumo doméstico, industrial, comercial, público, altitud, condiciones climatológicas, condiciones económicas de la comunidad e importancia de la población.

Los estudios que se han hecho sobre el consumo de agua en las pequeñas ciudades rurales han dado como resultado, que la dotación en ellas varía entre los 60 lt.pod. y los 120 lt.pod.

De acuerdo a la evaluación de las condiciones anteriormente mencionadas, a cada localidad se le asumirá una dotación de diseño.

Los estudios hechos para determinar las variaciones de consumo diarias y horarias han dado como resultado que el consumo máximo diario es un 120% del consumo promedio diario.

Para el consumo máximo horario se ha podido determinar en forma general que éste, para poblaciones menores de 1000 habitantes es el 400% del consumo promedio, para poblaciones entre 1000 habitantes y 20,000 habitantes es el 300% del consumo promedio y para poblaciones mayores es el 200% del consumo promedio.

### 3. Estudio y Selección de Fuentes.

Se seleccionarán las fuentes de acuerdo a tres factores primordiales como son:

Cantidad del agua, calidad del agua y ubicación de la fuente.

El gasto de la fuente en época de estiaje como mínimo debe ser igual al gasto máximo diario. En caso contrario una fuente que no cumpla con este requisito debe ser desechada como insuficiente.

De acuerdo a la calidad del agua y ubicación de la fuente estas pueden dividirse en 4 categorías:

**Primera Categoría:** La fuente que reúne todos los requisitos bacteriológicos, físicos y químicos sin necesidad de sufrir tratamiento y cuya distribución pueda hacerse por la acción de la gravedad. Los sistemas de este tipo no exigen instalaciones de tratamiento ni de elevación, y, por lo tanto, son los mejores desde el punto de vista de mantenimiento, que se limita a las operaciones esenciales.

**Segunda Categoría:** La fuente que reúne todos los requisitos bacteriológicos, físicos y químicos sin necesidad de sufrir tratamiento pero cuya distribución deba hacerse por medio de bombas. Entran en esta categoría las aguas de pozos. Según sean las circunstancias locales, la elevación del agua en bombas puede ser una solución económica y sencilla o por el contrario un método complicado y costoso.

**Tercera Categoría:** La fuente que necesita un tratamiento senci

llo para que reunan todos los requisitos bacteriológicos, físicos y químicos, pero cuya distribución puede hacerse por la acción de la gravedad. Por tratamiento sencillo se entiende la aplicación de los siguientes procedimientos aisladamente o en combinación:

- a.) Depósito, que provocará una simple sedimentación y cierta reducción del contenido bacteriano.
- b.) Cloración, sin utilizar para ellos aparatos mecánicos. y,
- c.) Filtración lenta por arena.

**Cuarta Categoría:** La fuente cuyas aguas requieren un tratamiento sencillo, como el mencionado anteriormente, y cuya distribución exige el empleo de bombas; esta cuarta categoría, evidentemente, es la menos recomendable desde el punto de vista económico.

En lo que respecta a la preferencia entre la Segunda y Tercera Categoría, lo que prima es el aspecto económico, es decir: la fuente cuyo coste de utilización de sus aguas es menor o será la seleccionada.

Se admite universalmente que el agua destinada al consumo humano no debe contener cantidades peligrosas ni gérmenes ni sustancias químicas nocivas para la salud. El Agua Potable, además debe ser sana e inocua, debe tener un aspecto lo más agradable posible: la ausencia de coloración y de turbiedad, así como de sabores u olores desagradables o simplemente perceptibles, es una condición importante que deben reunir todas las aguas destinadas al uso doméstico.

Estas breves consideraciones ponen de relieve la necesidad de determinar en el estudio realizado sobre el terreno, las características químicas y físicas de las aguas de posible explotación. En el "International Standards for Drinking-Water" se hacen las siguientes sugerencias:

lud. A continuación figura una lista de dichas sustancias, con indicación de las concentraciones máximas tolerables para el agua potable de las redes de distribución.

<u>Sustancia</u>	<u>Concentración máxima tolerable</u>
Plomo (expresado en Pb)	0.1 mg/l
Selenio (expresado en Se)	0.05 mg/l
Arsénico (expresado en As)	0.2 mg/l
Cromo (expresado en Cr Hexavalente)	0.05 mg/l
Cianuros (expresados en CN)	0.01 mg/l

La presencia de cualquiera de estas sustancias en cantidades superiores al límite indicado es motivo suficiente para proscribir el aprovechamiento del agua para el abastecimiento doméstico".

Se ha extraído del "Reglamento de los Requisitos Oficiales Físicos, Químicos y Bacteriológicos que deben reunir las aguas de bebida para ser consideradas potable" del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, el capítulo 4° : "De las características físicas y químicas" el que dice textualmente:

Artículo 4°. 1.- "La turbidez no debe exceder de 10 ppm. ( 10 mgrs.por litro) medido en la escala de la sílica, en la cual se considera la unidad standard de turbidez aquella producida por un mgr. por litro de tierra de fuller en agua destilada".

Artículo 4°. 2.-"El color no deberá exceder de 20 en la escala standard de cobalto entendiéndose que el agua debe ser filtrada antes de proceder a la determinación del color para que no haya encubrimiento debido a la turbidez en la escala de color; la unidad es el producido por un mgr.- de platino en un litro de agua".

Artículo 4°. 3.- "El agua no debe tener olores ni sabores desagradables".

Artículo 4°. 4.-1. "La presencia de plomo en exceso de 0.1 ppm (miligramos por litro), de fluor en exceso de 2 ppm, de arsénico en exceso de 0.1 ppm, de selenio en exceso de 0.05 ppm, constituye razón para rechazar el agua."

Artículo 4°. 4.-2. "Las siguientes sustancias químicas será preferible que no se encuentren en el agua en cantidad mayor que la que se señala:

cobre (Cu) no más de 3.00 ppm.

Fierro y Manganeso juntos no más de 0.5 ppm.

Magnesio (Mg) no más de 125 ppm.

Zinc (Zn) no más de 15 ppm.

Cloruros (Cl) no más de 250 ppm.

Sulfatos (SO<sub>4</sub>) no más de 250 ppm.

Sólidos totales hasta 1000 ppm, preferiblemente 500 ppm.

En aguas tratadas el pH no debe ser mayor de 10.6 y la alcalinidad debida a carbonatos no excederá de 120 ppm."

Como se aprecia, cuando se trata de los mismos elementos, los límites de ambos reglamentos son similares, recalcoando que uno de ellos hace la siguiente salvedad: "en determinadas circunstancias puede hacerse caso omiso de ellas", refiriéndose a las concentraciones límites, y el otro hace la observación de que "será preferible que no se encuentren en el agua cantidad mayor que la que se señala", refiriéndose también a las concentraciones límites, lo que da a entender que estos reglamentos no son normas rígidas.

#### 4. Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico empleado en la elaboración de cada proyecto de abastecimiento de Agua Potable reúne los siguientes requisitos: Indica la zona o zonas de posible ubicación de la captación y las posibles alternativas en el trazo de la línea de conducción, si se presenta este caso; señala el lugar o posibles lugares donde debe estar el reservorio o cualquier otra estructura considerada (Planta de Tratamiento) y en el plano topográfico de la localidad deberá indicar los nombres de las calles, edificios importantes, etc.

#### 5. Diseño del Sistema.

##### A. Especificaciones Técnicas.

Las especificaciones técnicas serán enumeradas en forma general y de acuerdo a la parte del sistema a que se refieren.

##### Captación.

El gasto de la fuente en época de estiaje como mínimo debe ser el gasto máximo diario.

##### Línea de Conducción.

La velocidad del agua en la tubería no debe ser inferior a 0.60 -0.75 m/s. a fin de impedir el depósito de cieno, y no superior a los 3.50 m/s. en la tubería Eternit.

Cuando no puedan evitarse los cambios bruscos de pendiente, se instalarán en los puntos bajos válvulas de descarga para vaciar la tubería y extraer los sedimentos, y en los puntos altos válvulas de purga para permitir que salga el aire al llenarse la tubería y evitar que se acumule en esos puntos entorpeciendo la circulación del agua.

Las presiones excesivas deben ser evitadas, intercalando en los puntos adecuados cámaras Rompe-presión.

## Tratamiento.

Planta de Tratamiento: Las especificaciones más importantes se guían en el diseño de las Plantas de Tratamiento, son las siguientes:

En el Sedimentador, se ha considerado una velocidad máxima de flujo de  $0.00116 \text{ m/s}$ , un período de retención de 6 horas, una relación de 2/1 á 3/1 entre el largo y el ancho, y un volumen de lados igual al 20% del volumen total. La velocidad de pasaje por las canaletas de ingreso y salida es asumida y será del orden de  $0.1 \text{ m/s}$ .

En los filtros lentos se ha considerado una velocidad de filtración de  $4 \text{ mgad} = 3.76 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ . La profundidad del agua podrá oscilar entre 1 m. y 1.50 m. El medio filtrante será arena de las siguientes características: TE = 0.25 - 0.35 mm., C.U = 1.5-3.0 El sistema de apoyo del medio filtrante será grava clasificada en la siguiente forma: 15 cm. con tamaño de 20 mm., 10 cm. con tamaño de 8 mm. y 5 cm. con tamaño de 3 mm.-2mm. El sistema de colección de agua filtrada estará compuesto por drenes laterales y un dren principal de acuerdo al gráfico que se muestra más adelante, obtenido éste de la Tabla "Tubos de recolección de los filtros lentos de arena, Tabla de Hazen".

Desinfección: La idea generalizada, por motivos de precaución y seguridad, es de que todos los sistemas de agua potable deben tener un procedimiento de desinfección.

"La cloración ha resultado ser el procedimiento más práctico para desinfectar el agua por medios químicos. Aunque la operación destruye los micro-organismos patógenos y otras muchas bacterias, no se usa para esterilizar el agua, cosa que, después de todo, no es necesaria. El cloro es un agente muy activo, que reacciona rápidamente con las materias orgánicas e inorgánicas contenidas en el agua. Por este motivo al desinfectar el agua, debe añadirse una cantidad suficiente de cloro para que esas



reacciones sean completas y quede además bastante cloro libre, para ejercer una acción bactericida.

La cloración puede ser el único tratamiento en los pequeños sistemas de abastecimiento que se alimentan de aguas naturales de buena calidad desde el punto de vista de sus propiedades físicas y químicas, o puede aplicarse al agua que se ha clasificado previamente por sedimentación, por filtración o por ambos métodos". (Texto "Abastecimiento de Agua en las Zonas Rurales" - O.M.S.).

Se considerará en cada diseño, la instalación de un Hipoclorador Automático de la Cía. "Wallace and Tiernan" Serie A-429. La razón de tal elección se explica en el capítulo VII - "Conclusiones".

#### Reservorio.

De acuerdo a resultados de estudios realizados, a experiencias conocidas y a especulaciones de orden económico, se ha podido tomar como norma general, para las localidades tipo rural que no son abastecidas por bombas, que el volumen necesario para regular el abastecimiento en las horas de máximo consumo es igual al 30% aproximadamente del consumo diario.

#### Red de Distribución.

El diseño de la red se hará con el máximo horario calculado. Para asegurar un buen servicio, la presión mínima de servicio en cualquier parte de la red no será menor de 10 m. y la presión estática preferiblemente no debe exceder de 50 m.

En lo que respecta a la distribución de las válvulas, deberán instalarse de tal manera, que al hacer reparaciones, puedan aislarse pequeños sectores en la red, sin necesidad de cortar el suministro a los restantes; hay que considerar también que el uso de las válvulas debe limitarse a los puntos más importan-

tes y su número debe ser lo más reducido posible. En el Texto "Abastecimiento de agua en las Zonas Rurales" se recomienda que en caso de rotura, accidente o reparación en la red, no haya que aislar más de 150 m. de tubería en los distritos comerciales, ni más de 240 en los residenciales, aunque esta recomendación se puede considerar relativa.

En el texto anteriormente mencionado se señala que la existencia de piletas públicas hace que se descuide la instalación de conexiones domiciliarias y no puede confiarse en ellas de ningún modo como método eficaz de resolver los problemas de sanidad e higiene personal de la población. Las piletas públicas, deberán ser distribuídas de tal manera, que una persona tenga recorrer de la pileta a su casa como máximo 150 m. y estarán instaladas lo más cerca posible de las esquinas.

#### B. Abacos Empleados.

Para la elaboración del diseño y del presupuesto se usarán los abacos o nomogramas abajo enumerados:

a. Nomogramas para cálculo de gasto promedio, gasto máximo diario y máximo horario.

La fórmula del gasto promedio es:

$$Q_p = \frac{N^{\circ} \text{ habitantes} \times \text{Dotación}}{24 \times 60 \times 60} = \text{lbs}$$

El gasto máximo diario es el 120% del  $Q_p$ :

$$Q_{md} = 1.2 Q_p$$

El gasto máximo horario es el 400% del  $Q_p$ :

$$Q_{mh} = 4 Q_p$$

Si se grafican los resultados, para varias cantidades de población con diferentes gastos, en un papel logarítmico, teniendo en el eje de ordenadas número de habitantes y en el

eje de abscisas litros por segundo ó Qp, se detendrá para cada dotación una recta.

Adicionando debajo del eje de los Qp dos escalas logarítmicas, correspondientes, la primera de ellas al máximo diario (120%) y la segunda al máximo horario (400%), para una población de número de habitantes conocido, con la dotación que le corresponde se hallan rápidamente el Qp, el Qmd, y el Qmh.

b. Nomograma de la fórmula de Hazen y Williams:

$$Q = 0.000426 C D^{2.63} S^{0.54} \text{ para } C = 140$$

c. Tabla del "Número de orificios de conexión que pueden abastecerse con tuberías de diversos tamaños".

Esta tabla ha sido extraída del "Manual de Ingeniería Sanitaria" 1950, la cual da una idea aproximada del número de conexiones diferentes diámetros que puede abastecer una tubería de mayor diámetro.

d. Curvas de "Áreas de drenaje para tubos de Recolección en Filtros Lentos"

Se ha elaborado este gráfico teniendo como base la tabla "Tubos de recolección de los filtros lentos de arena: Tabla de Hazen", contenida ésta en el libro "Abastecimiento de Agua en las Zonas Rurales" de la O.M.S.

Esta tabla, para un diámetro de tubería y con una velocidad de filtración da un área drenada, llevando estos datos a un papel milimetrado se obtiene el gráfico requerido.

e. Curva de costos de transporte de tubería.

Teniendo como datos los pesos de tubería por m.l. para cada diámetro, se puede obtener cuantos m.l. de tubería hay en una tonelada para un diámetro determinado y así para diferentes diámetros; estos resultados se pueden graficar para di-

ferentes costos de transporte deteniéndose así el gráfico de costo de transporte de tubería.

c. Recomendación del material a emplearse.

A igualdad de eficiencia entre varios materiales, el factor que prima en la elección de éste es el económico. En general las estructuras preferiblemente se diseñarán de concreto armado, pero si en alguna localidad, por cualquier motivo, resulta más barato hacerlas de concreto ciclópeo, será conveniente escoger este material.

En el diseño de los proyectos a elaborarse en el presente estudio, se usará tubería de asbesto-cemento "Eternit". La razón de tal elección se explica en el capítulo VII "Conclu-siones".

6. Metrado y Presupuesto.

Los metrados y presupuestos serán hechos en foma completa, y cada ítem debe ir encabezado por un resumen representativo de las partes del sistema. Al final se considerarán los porcentajes pera las partidas adicionales, las que sumadas a las anteriores nos dará el costo total de la obra proyectada.

Estos porcentajes son los siguientes:

1. Dirección técnica y administración	5%
2. Almacenes, instalaciones y equipo	5%
3. Utilidad del Contratista	10%
4. Seguros de accidentes y Leyes Sociales	63% de la mano de obra
5. Imprevistos	5%
6. Gastos de Control Técnico, Inspecciones en ejecución de obras	5%

## CAPITULO V

Presentación de cada localidad de acuerdo a las normas enunciadas anteriormente.

En el presente estudio se elaborarán los proyectos de abastecimiento de Agua Potable de las siguientes localidades del Departamento de Ancash, los cuales se presentarán en el mismo orden.

### Provincia Bolognesi:

Aquia  
Cajacay  
Santiago de Chilcas

### Provincia Huarez:

Pariacoto  
Taricá

## LOCALIDAD DE AQUIA

### A. Información relativa a la población:

La localidad de Aquia es la capital del distrito del mismo nombre, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash. Se encuentra ubicada a 3,300 metros sobre el nivel del mar y aproximadamente a una distancia de 12 Kms. de la ciudad de Chiquián.

### Clima:

El clima es templado en el invierno, caluroso en el verano, la localidad se halla al pie del nevado "Kikash Mucus".

### Ocupación de los habitantes:

Los pobladores de la zona se dedican a la agricultura (pan llevar) y a la ganadería: Vacuno y lanar en pequeña escala.

Como promedio, se puede decir que el ingreso mensual por familia es de \$/600.00.

### Características locales:

La topografía de Aquia es de pendiente suave y uniforme en la zona urbana. El terreno es conglomerado.

La zona de posible expansión está ubicada en la parte baja de la población. La expansión hacia otras direcciones es poco probable por estar limitada la población por el Río Pativilca y por cerros de pendiente pronunciada.

### Características Urbanas:

La extensión urbana es de 3.5 Has. aproximadamente. El trazo de urbano es simple, consta de dos calles paralelas a 60 m. de distancia entre ellas y de 600 m. de longitud cada una, con bocanillas cada 55 m. aproximadamente. Las construcciones son en su totalidad de adobe y los techos a dos aguas con coberturas de tejas, calamina o planchas de "Eternit". En lo referente a la altura de

las edificaciones, más del 50% de las casas son de un piso, el resto son de dos pisos. El frente promedio de propiedades oscila alrededor de los 7 m. Entre los locales públicos más importantes se tiene: El Municipio y la Iglesia.

#### Servicios Públicos:

La localidad cuenta con una Escuela Prevocacional de varones y una de 2°. Grado de mujeres. Tiene también oficina de Correo, Telégrafos y Teléfono.

#### Morbilidad:

Posible incidencia de enfermedades de origen hídrico.

#### Costo de Mano de Obra y Transporte:

En la localidad un peón cobra de acuerdo a la Resolución Ministerial del 18 de Enero de 1965, un salario de \$/ 48.00 al día. Hay facilidad de mano de obra todo el año.

El transporte de Lima a la localidad, aproximadamente, cuesta \$/350.00 por tonelada.

### **B. Cálculos y Diseño del Sistema:**

#### **1. Estudio de Población**

Según los datos conocidos:

Censo Nacional de 1940	1,041 habitantes
Censo Nacional de 1961	897 habitantes

La población de diseño a considerarse para un período de 20 años será de 1,500 habitantes en razón de la información recibida en la localidad en lo referente a que el crecimiento demográfico es muy lento y parte de los pobladores emigran a los centros poblados de la costa.

#### **2. Dotación, Variaciones de consumo diarias y horarias.**

Considerando el tipo de población (rural), sus posibilidades, la altitud, el clima y de acuerdo a sus diversas características, se considerará en este proyecto una dotación de 80 lt. por persona y por día, con la que se cubrirá ampliamente las necesidades locales.

De acuerdo a esta dotación y a la población de diseño obtengo los datos de diseño en el Nomograma N°1.

Pob. Dis. - 1,500 hab.	Dot. - 80 lpd.
gasto promedio diario	1.40 lps.
gasto máximo diario	1.66 lps.
gasto máximo horario	5.60 lps.

### 3. Estudio y selección de fuentes.

En la zona donde se encuentra la fuente seleccionada, existen otros manantiales que pueden servir por gravedad a la población y la calidad química de sus aguas es buena, pero se ha escogido como fuente el Manantial Pucun, debido a que además de las cualidades anteriores el gasto de este manantial es de 6 l.p.s. en época de estiaje.

Calidad química del agua:

Alcalinidad	- 168 ppm. como Ca Co <sub>3</sub> .
Dureza	- 272 ppm. como Ca Co <sub>3</sub> .
pH	8.0
CO <sub>2</sub>	- 3.3 ppm. como CO <sub>2</sub>

### 4. Levantamiento topográfico.

Se presenta un levantamiento topográfico con curvas de nivel cada 5 metros, el que comprende las zonas donde está instalado el sistema de abastecimiento de agua potable, el que incluye captación, línea de conducción y red de distribución.

### 5. Diseño del Sistema.

Para este proyecto, comparando el gasto de manantial con el



gasto máximo horario de diseño se tiene:

gasto del manantial - 6 lps.  
gasto máximo horario del diseño = 5.60 lps.

como se ve el gasto del manantial es mayor que el gasto máximo horario de diseño, considerando que al cabo del período de diseño la totalidad de la población consumirá integralmente la dotación asumida, es decir, que la población tenga al cabo de 20 años el 100% de conexiones domiciliarias.

En la realidad es difícil que en una localidad de este tipo, se llegue al cabo del período de diseño al 100% de conexiones domiciliarias; asumiendo que se obtenga la totalidad de conexiones en el sistema, y si todavía el gasto del manantial es mayor que el máximo horario de diseño, no es necesaria la construcción de un reservorio para almacenamiento de agua.

Por lo tanto, en el diseño del sistema no se considerará reservorio.

## OBRAS PROYECTADAS

### A. Captación:

El manantial "Pucun" es una grieta o hendidura en plena ladera del Cerro, de la cual brota el agua, por lo tanto, se construirá una caja de captación, tal como lo muestra el Plano N°. 1 la cual constará de una cámara húmeda y una cámara seca.

En la cámara húmeda estarán instaladas las tuberías de salida de agua de 2" de diámetro, la de limpia de 3" de diámetro y la tubería de rebose de 4" de diámetro, la cual llevará una rejilla para impedir el ingreso de animales por ella. En la cámara seca estarán instaladas las válvulas para accionar las tuberías de limpia y de salida de agua a la población.

La caja de captación tendrá una entrada de inspección de 60 x 60 cm. con escalines de fierro de 3/4" de  $\phi$  cada 30 cm.

**B. Línea de Conducción:**

Cota de salida de la tubería en la cámara de captación = 3438.90 m.

Cota de entrada a la población = 3316 m.

Como se verá hay una diferencia de Cota de 3438.90 - 3317 = 121.90 m. para lo cual de acuerdo al perfil del terreno, hay que instalar una cámara rompe presión que asegure unos 20 m. de presión en la red y anteriormente hay que instalar otra cámara que impida que por un atoro u otra razón se tenga la carga estática en la tubería y por exceso de presión ésta revienta.

La cámara rompe presión cercana a la población se ha diseñado en la cota 3335 m. y la segunda cámara rompe presión en la cota 3385 m.

Cálculo de la tubería de la cámara de captación a la caja rompe presión N°. 1.

Cota salida de la cámara de captación = 3438.90 m.

Cota entrada Caja rompedpresión N°. 1 = 3384.60 m.

Longitud del tramo = 110 m.

Diferencia de Cota entre los 2 puntos = 3438.90 -

3384.70 = 54.20 m., reservando un m. de carga por seguridad, se tiene para perder:

$$54.20 - 1 = 53.20 \text{ m.}$$

En el Monograma de H. y W. para Q = 5.60 lps. se tiene:

$\phi = 1.1/2''$  S = 800 ‰ Hf = 110 x 0.800 = 88.00 m.

$\phi = 2''$  . S = 155 ‰ Hf = 110 x 0.155 = 17.10 m.

Suponiendo que toda la tubería la pongo de  $\phi$  2", por cada metro de  $\phi$  2" que cambie por  $\phi$  1.1/2" voy a perder 0.800 - 0.155 = 0.645 m. para perder 54.30 - 17 = 3620 m. se necesitarán :

$$\begin{array}{r}
 1 \text{ --- } 0.645 \\
 x \text{ --- } 36.20 \\
 \hline
 x = \frac{36.20}{0.645} = 56.00 \text{ m.}
 \end{array}$$

Luego habrán 56 m. de  $\phi$  1.1/2" y de  $\phi$  2" la diferencia, que se ra:

$$110 - 56 = 54 \text{ m.}$$

Como comprobación se tiene:

$$\begin{array}{r}
 \text{Hf en la tub. de } \phi \text{ 1.1/2" } = 56 \times 0.8 = 44.80 \text{ m.} \\
 \text{Hf en la tub. de } \phi \text{ 2" } = 54 \times 0.155 = \underline{8.40} \text{ m.} \\
 \hline
 53.20 \text{ m.}
 \end{array}$$

La Cámara rompe presión N°. 1 será de sección cuadrada de 0.60 m. de lado y de 0.60 m. de altura interior, teniendo una tapa rectangular para inspección de 0.20 x 0.20 m.

Para el caso de algún atoro o desperfecto en la tubería aguas abajo y para impedir que el agua salga por la tapa se considerará una tubería de rebose de 5 m. de longitud y de 3" de diámetro.

Cálculo de la tubería de la Caja rompe presión N°. 1 a la Caja rompe presión N°. 2.

$$\begin{array}{r}
 \text{Cota salida caja rompe presión N°. 1} = 3384.50 \text{ m.} \\
 \text{Cota entrada caja rompe presión N°. 2} = 3334.70 \text{ m.} \\
 \text{Longitud del tramo} = 101.50 \text{ m.}
 \end{array}$$

Diferencia de cota entre los dos puntos = 3384.50 - 3334.70 = 49.80, reservando 3.80 m. de carga, para tener un margen de seguridad involucrando en este margen las pérdidas de carga del hipoclorador, se tiene para perder 49.80 - 3.80 = 46 m.

En el Nomograma de H. y W. para Q = 5.60 lps. se tiene:

$$\begin{array}{r}
 \phi \text{ 1.1/2" } \quad S = 800 \text{ ‰} \quad \text{Hf} = 101.50 \times 0.800 = 81.30 \text{ m.} \\
 \phi \text{ 2" } \quad \quad S = 155 \text{ ‰} \quad \text{Hf} = 101.50 \times 0.155 = 15.80 \text{ m.}
 \end{array}$$

Suponiendo que todo el tramo sea de  $\phi$  2", por cada metro de

Ø 2" que cambie por Ø 1.1/2" voy a perder:  $0.800 - 0.155 = 0.645$  m. para perder  $46.00 - 15.80 = 30.20$  m. se necesitarán:

$$\begin{array}{r} 1 \text{ --- } 0.645 \quad x = \frac{30.20}{0.645} = 47.80, \text{ aproximando } 47.50 \text{ m.} \\ x \text{ --- } 30.20 \end{array}$$

Luego habrán 47.50 m. de Ø 1.1/2" y de Ø 2" la diferencia será:

$$101.50 - 47.50 = 54 \text{ m.}$$

Como comprobación se tiene:

$$\text{Hf en la tub. de } \phi 1.1/2" = 47.50 \times 0.800 = 38.20 \text{ m.}$$

$$\text{Hf en la tub. de } \phi 2" = 54 \times 0.155 = 8.40 \text{ m.}$$

$$46.60 \text{ m.}$$

La Cámara rompe presión N°. 2 tendrá una capacidad calculada de tal manera que permita un tiempo de contacto mínimo de 30 minutos entre la solución de Hipoclorito y el agua.

$$V = 5.60 \text{ lps.} \times 60 \text{ segundos} \times 30 \text{ minutos} = 10.10, \\ \text{aproximando } 10 \text{ m}^3.$$

Luego tendrá las siguientes medidas: 2.50 m. de largo x 3.00 m. de ancho, x 1.35 m. de altura efectiva.

La tubería de entrada será controlada por una válvula de flotador, la tubería de salida saldrá a 0.20 m. del fondo y tendrá una canastilla de toma. Se ha considerado una tubería de rebose de Ø 3" y entrada de inspección de sección cuadrada de 0.60 m. de lado.

### C. Red de Distribución:

La red de distribución se calculará en dos partes:

1. Desde la caja rompe presión N°. 2 hasta la entrada a la población o Punto A.
2. Desde el Punto A. hasta el extremo opuesto de la población, Punto B.

- Cálculo de la tubería desde la caja rompe presión N°.2 hasta el Punto A.

Cota salida caja rompe presión N°. 2 = 3333.60 m.  
 Cota Punto A. = 3310.60 m.  
 Longitud del tramo = 228 m.

En el Nomograma de H. y W. se tiene para Q = 5.60 lps.

∅ 1.1/2" S = 800 ‰ Hf = 228 x 0.8 = 182.50 m.  
 ∅ 2" S = 155 ‰ Hf = 228 x 0.155 = 35.40 m.  
 ∅ 3" S = 22 ‰ Hf = 228 x 0.022 = 5.00 m.

Comparando estas pérdidas de carga con la diferencia de Cota de:

$$3333.60 - 3310.50 = 23.10 \text{ m.}$$

se tiene que las dos primeras son excesivas, luego este tramo será de 3" de diámetro.

Carga en el Punto A. = 23.10 - 5 = 18.10 m.

- Cálculo de la tubería desde el Punto A. hasta el extremo de la población o Punto B.

Cota Punto A. = 3310.50 m.  
 Cota Punto B. = 3291.00 m.  
 Longitud del tramo = 472.00 m.  
 Carga en el Punto A. = 18.10 m.

Assumiendo que el gasto en el Punto A. se divide en dos partes iguales, en cada ramal:

$$Q = \frac{5.60}{2} = 2.80 \text{ lps.}$$

Assumiendo que el tramo A-C trabaje como una tubería con pequeñas descargas a lo largo de su recorrido, la pérdida de carga real será 1/3 de la pérdida de carga de una tubería normal.

En el Nomograma de H. y W. se tiene para  $Q = 2.80$  lps.

$\phi 1.1/2''$  S = 180 ‰ Hf =  $1/3 \times 472 \times 0.180 = 28.30$  m.

$\phi 2''$  S = 46 ‰ Hf =  $1/3 \times 472 \times 0.046 = 7.30$  m.

La pérdida de carga en la tubería de  $1.1/2''$  se considera excesiva por lo tanto se usará el diámetro de  $2''$ , lo mismo sucederá en el otro ramal que es muy similar al tramo A-B.

Carga en el Punto B:  $(3310.50+18.10) - (3291+7.30) = 30.30$  m.

#### Distribución de las Válvulas:

De acuerdo a las especificaciones anotadas en el capítulo IV, se ha considerado en la red instalación de 8 válvulas, tal como lo muestra el Plano N°. 1

#### Distribución de las Piletas Públicas:

De acuerdo a las necesidades se ha considerado en el diseño, la instalación de 4 piletas públicas en la red de distribución, tal como se muestra en el Plano N°.

#### Hipoclorador:

Se ha considerado en el proyecto la instalación de un hipoclorador igual o similar al hipoclorador automático de la Compañía "Wallace and Tiernan" Serie A-429.

Para la protección del hipoclorador y almacenamiento de hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo, 2.60 m. de ancho y 2.00 m. de altura, la cual estará ubicada a 30 m. a proximadamente de la CRP N°. 2.

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : AQUIA.....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
<u>1. Captación</u>							
1.1 Replanteo y excavación	m <sup>3</sup> .	3	15.00	.-	15.00	45.00	
1.2 Encofrado y desencofrado	p2.	575	1.30	6.00	7.30	4,197.50	
1.3 Concreto 1:2:4 para losa del techo	m <sup>3</sup> .	0.5	192.00	470.00	662.00	331.00	
1.4 Concreto 1:3:6 para muros y fondo	m <sup>3</sup> .	4	96.00	300.00	396.00	1,584.00	
1.5 Fierro 1/4	Kg.	25	1.30	8.00	9.30	232.50	
1.6 Enlucido con mortero 1:2 (1 cm. esp.)	m <sup>2</sup> .	13	13.00	6.50	19.50	263.50	
1.7 Adquisición de tub. de ø 3" Fo. Gvdo.	ml.	5	.-	113.00	113.00	565.00	
1.8 Adquisición de tub. de ø 2" Fo. Gvdo.	ml.	1.50	.-	58.00	58.00	87.00	
1.9 Adquisición de tub. de ø 4" concreto	ml.	8	.-	12.00	12.00	96.00	
1.10 Válvula de compuerta de 3"	u.	1	45.-	825.00	870.00	870.00	
1.11 Válvula de compuerta de 2"	u.	1	30.-	480.00	510.00	510.00	
1.12 Canastilla de bronce ø 2"	u.	1	15.-	200.00	215.00	215.00	8,996.50
<u>2. Línea de Conducción</u>							
2.1 Excavación de zanjas de 0.60x0.80 m.	ml.	212	12.50	.-	12.50	2,650.00	
2.2 Excavación p. cámaras rompe presión	m <sup>3</sup> .	16	15.00	.-	15.00	240.00	
2.3 Encofrado y desencofrado	p2.	680	1.30	6.00	9.30	6,324.00	
2.4 Concreto 1:3:6	m <sup>3</sup> .	6	96.00	300.00	396.00	2,376.00	
2.5 Fierro 1/4	Kg.	65	1.30	8.00	9.30	604.50	
2.6 Enlucido interior con mortero 1:2 (1 cm. espesor)	m <sup>2</sup> .	19	13.00	6.50	19.50	370.50	
2.7 Adquisición de tub. Eternit Cl. 105-2"	ml.	108	.-	50.30	50.30	5,432.40	
2.8 Adquisición de tub. 1 1/2 Eternit Cl. 105	ml.	104	.-	40.10	40.10	4,170.40	
2.9 Tendido, prueba y resane de tubería	ml.	212	5.00	.-	5.00	1,060.00	
2.10 Relleno y compactación	ml.	212	10.00	.-	10.00	2,120.00	
2.11 Válvula de flotador 1 1/2"	u.	1	40.00	600.00	640.00	640.00	
2.12 Canastilla de bronce ø 3"	u.	1	18.00	300.00	318.00	318.00	26,305.80

PROPERTY LIST

Description of Property	Date Acquired	Location	Area (sq. ft.)	Assessed Value	Taxable Value
<p>_____</p> <p>1000 S. 10th St., Apt. 101, Phoenix, AZ 85001</p> <p>05</p> <p>_____</p> <p>1000 S. 10th St., Apt. 101, Phoenix, AZ 85001</p>					

.9.

FR





## LOCALIDAD DE CAJACAY

### A. Información relativa a la población:

La localidad de Cajacay es la capital del distrito del mismo nombre, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash. Se encuentra ubicada a 2,500 metros sobre el nivel del mar, y aproximadamente a una distancia de 90 Kms. de la ciudad de Pativilca.

#### Clima:

El clima es caluroso desde Abril a Diciembre, templado de Enero a Mayo (lluvioso), hace frío por las noches desde Agosto a fines de Setiembre.

#### Ocupación de los habitantes:

Los pobladores de la zona se dedican a la agricultura y ganadería. Como promedio se puede decir que el ingreso mensual por familia es de \$/1,000.00.

#### Características locales:

La topografía en Cajacay es muy particular ya que la población está ubicada sobre una pequeña elevación. Sus calles son de pendiente suave, notándose una pendiente más pronunciada en el barrio ubicado en la zona norte de la localidad. El terreno es conglomerado.

La Zona de posible expansión es la zona baja donde la pendiente se suaviza y está ubicada al Oeste de la población. La expansión hacia otras direcciones es poco probable por estar limitada la población por quebradas y por terrenos de pendientes más pronunciadas.

#### Características Urbanas:

La extensión urbana es de 6 Has. aproximadamente. El trazado urbano es en su mayor parte en damero, existiendo sin embargo man-

zanas de variadas dimensiones y algo irregulares. Las construcciones son en su totalidad de adobe y los techos a dos aguas con coberturas de tejas y de calamina. En lo referente a la altura de las edificaciones, en igual número las casas son de uno y dos pisos. El frente promedio de propiedad oscila alrededor de los siete metros.

#### Servicios Públicos:

La localidad cuenta con una Escuela Prevocacional de varones, un Centro Escolar de Mujeres y un Jardín de la Infancia. Existen tres restaurantes, dos hoteles y un matadero.

La población cuenta también con un sistema primario de Agua Potable, el cual debe ser renovado en su totalidad.

Dicho sistema es mixto, cuenta con 6 piletas públicas y 18 conexiones domiciliarias. Se cobra una tarifa general de \$/ 1.00 y la recaudación es de aproximadamente \$/ 150.00 mensuales.

La fuente de este sistema son aguas superficiales provenientes de manantiales, el más cercano a 15 Kms. La captación está ubicada en una zona elevada más o menos 80 mts. sobre la población y consta de una caja de concreto en mal estado, de la cual sale una tubería de cemento reforzado de 4" de diámetro que va a dos cajas en diferentes niveles, donde sedimenta el agua y de allí sale a la población. La Administración está a cargo del Municipio.

#### Morbilidad:

May incidencia de enfermedades hídricas, tales como diarrea, disentería y parasitosis.

#### Costo de Mano de Obra y Transporte:

En la localidad un peón, de acuerdo a la Resolución Ministerial del 18 de Enero de 1965, cobra un salario de \$/ 48.00 al día.- El transporte de Pativilca a la localidad cuesta aproximadamente, \$/ 150.00 por tonelada y el servicio es continuo.

## B. Cálculos y Diseño del Sistema:

### 1. Estudio de Población.

Según los datos conocidos:

Censo Nacional de 1940	1,094 habitantes
Censo Nacional de 1961	809 habitantes

Según datos obtenidos en la localidad se calcula que en la actualidad hay aproximadamente 1,000 habitantes.

Se tomará como población de diseño para un período de 20 años, por razón del crecimiento entre los años 1940-1961, el 180% de población actual, luego:

Población de diseño = 1,800 habitantes

### 2. Dotación, Variaciones de consumo diarias y horarias.

Considerando que la población es del tipo rural y de acuerdo a sus diversas características, se considerará en este proyecto una dotación de 80 lt. por persona y por día, con la que se cubrirá ampliamente las necesidades locales.

A esta dotación y a la población de diseño, obtengo los gastos de diseño en el Homograma N°. 1.

Pob. Dis. = 1,800	Dot. = 80 lpcd.
gasto promedio diario	1.65 lps.
gasto promedio diario	2 lps. (120%)
gasto máximo horario	6.60 lps. (400%)

### 3. Estudio y selección de fuentes.

Se ha seleccionado la misma fuente de abastecimiento que la del actual sistema (canal de aguas de riego, provenientes de lejanos manantiales), por ser la única que puede servir por gravedad a la población, por encontrarse en una zona cercana a ella, porque su caudal abastece con exceso la máxima

demanda futura y sus características físicas y químicas, están dentro de los límites permisibles.

Calidad química del agua:

Alcalinidad	=	52	ppm. como Ca CO <sub>3</sub> .
Dureza	=	92	ppm. como Ca CO <sub>3</sub> .
pH	=	8.1	
CO <sub>2</sub>	=	0	ppm. como CO <sub>2</sub> .

Siendo las aguas captadas superficiales, expuestas a contaminación el agua será sometida a tratamiento de una planta de filtros lentos, la cual será diseñada más adelante.

#### 4. Levantamiento topográfico.

Se presenta un levantamiento topográfico con curvas de nivel cada metro que comprende las zonas donde estará instalado el sistema de abastecimiento de agua potable, el que incluye captación, línea de conducción, planta de tratamiento, reservorio apoyado y red de distribución.

#### 5. Diseño del Sistema.

##### Obras Proyectadas

##### A. Captación:

La toma se ubicará en la cota 3,586.30 y consistirá en lo siguiente:

- a) Encausamiento del canal en una longitud de 2 metros.
- b) Dos cajas rectangulares. La primera de 0.50 x 1.30 x 0.80m de profundidad. En esta caja se colocará un Vertedero triangular de 90° calculado para proporcionar el gasto máximo diario  $Q = 2$  lps. En la fórmula de Vertedero triangular cuando  $\alpha = 90^\circ$  resulta  $Q = 1.4 H^{5/2}$ , luego para  $Q = 2$  lps. corresponde  $H = 8$  cm.

La segunda caja será de 0.40 x 1.20 x 0.80 m. de profundidad, estará separada por un muro que servirá de aliviadero y de ella saldrá una tubería de desagüe de concreto simple de 4" de diámetro y 15 m. de longitud, la cual irá a descargar en el canal aguas abajo.

#### B. Línea de Conducción:

La distancia entre la captación y la planta de tratamiento es de 1701 m.

Gasto máximo diario		2	lps.
Cota de salida de la captación	=	3586	m.
Cota de entrada al sedimentador	=	3546	m.
Diferencia de Nivel	=	3586 - 3546	= 40 m.

En el Nomograma de H. y W. para Q = 2 lps. se tiene:

$\phi = 1\frac{1}{2}"$	S = 100 ‰	Hf = 0.100 x 170	= 17.00 m.
$\phi = 2"$	S = 25 ‰	Hf = 0.025 x 170	= 4.25 m.

Siendo estos los diámetros menores que pueden emplearse, se escoge la tubería de 1 $\frac{1}{2}$ " de diámetro, ya que la pérdida de carga que produce es inferior a los 40 m. que hay de diferencia de nivel.

En su mayor extensión, la línea trabajará como canal, habrá sólo un tramo antes del sedimentador que trabajará a presión.

Con el Diagrama de Elementos Hidráulicos Proporcionales se calcularán las condiciones de trabajo en un punto de la línea.

Gradiente del Tramo =  $\frac{3586 - 3546}{170} \times 1000 = 235 \text{ ‰}$

En el Nomograma de H. y W. con

S = 235 ‰ y $\phi = 1\frac{1}{2}"$	Q = 3.22 lps.	V = 3.05 m/s.
q = 2 = 0.62	con esta relación de gastos, en el dia-	
Q 3.22	grama resulta: relación de tirantes = 0.58	

relación de velocidad = 1.07

Velocidad real = 3.05 m/s. x 1.07 = 3.26 m/s.

### C. Planta de Tratamiento:

#### a) Tanque Sedimentador.

Con el objeto de separar las partículas susceptibles de sedimentar por acción de la gravedad en un tiempo más o menos corto, se diseñará un tanque sedimentador calculado con el gasto máximo diario.

En el texto "Guides to de Design of water treatment Plants" por Charles R. Cox se recomienda para una sedimentación sin floculación y que el efluente pase por un filtro lento, un período de retención de 12 horas o más.

Se tomará un período de retención de 6 horas por razón de que en la actualidad el sedimentador funcionará con el 50 % del gasto de diseño aproximadamente, luego el período de retención real será el doble y posiblemente algo mayor, esto debido a que el número de conexiones domiciliarias será bajo.

En el futuro con la población de diseño, siempre el período de retención será mayor que el de diseño (6 horas) debido a que difícilmente se llegará a tener 100% de conexiones domiciliarias.

La velocidad de flujo ha sido tomada del texto de Ingeniería Sanitaria del autor Coscolluela y es de  $V = 0.07$  mt/min.

El gasto es el máximo diario de diseño:  $Q = 2$  lps.

Diseño:

Período de retención = 6 horas

Velocidad de flujo = 0.07 mt/min. = 0.00116 mt/seg.

Gasto = 2 lps.

Volumen del Sedimentador:

$V$  = gasto x tiempo de retención

$$V = 2 \times 6 \times 60 \times 60 = 43.200 \text{ lt.} = 43.200 \text{ M}^3.$$

Asumiendo la altura útil del sedimentador como de 1m. y el largo igual a 3 veces el ancho se tiene:

$$V = 2a \times a \times 1 = 43.200 \text{ M}^3.$$

$$a = \sqrt{\frac{43.200}{2}} = \sqrt{21.6} = 4.65 \text{ m.}$$

$$2a = 2 \times 4.65 = 9.30 \text{ m.}$$

Asumiendo el volumen  $43.200 = 44 \text{ m}^3$ , la altura útil 1m. y el largo 10 m. se tiene:

$$44 \text{ m}^3 = 1\text{m.} \times 10 \text{ m.} \times a$$

$$a = 4.40 \text{ m.}$$

Luego las dimensiones del tanque serán:

$$\text{Largo} = 10 \text{ m.} \quad \text{Ancho} = 4.40 \text{ m.} \quad \text{Altura útil} = 1 \text{ m.}$$

La velocidad de flujo será:

$$V = \frac{\text{Gasto}}{\text{Area}} = \frac{0.002 \text{ m}^3/\text{s}}{4.4 \text{ m}^2} = 0.00045 \text{ m/s} \quad \text{que es menor}$$

que la velocidad de  $0.00116 \text{ m/s}$ .

Dispositivo de entrada:

La entrada al sedimentador, se realizará por una canaleta de 0.10 m. de ancho y 0.20 m. de profundidad y de allí rebosa a la cámara de sedimentación propiamente dicho.

Cálculo de la canaleta:

$$Q = 2 \text{ lps.} = 0.002 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$V = 0.1 \text{ m/s} \quad (\text{asumida})$$

$$\text{Area de Pasaje} = \frac{0.002}{0.1} = 0.02 \text{ m}^2.$$

Canaleta de sección  $h = 0.20 \text{ m.}$  y ancho =  $0.1 \text{ m.}$



En la cámara de sedimentación propiamente dicha se considerará como volumen de todos, el 20% de la capacidad del tanque, para lo cual bastará aumentar la altura a 1.20 mt.

En el fondo longitudinalmente, se hará una canaleta de 30 cm. de ancho con 2% de pendiente hacia la descarga.

El fondo tiene un talud de 1% hacia el centro (canaleta), desde sus 4 costados, lo que permite que al hacerse la limpieza, el arrastre hidráulico se lleve los sedimentos y la limpieza sea completa.

El sedimentador tendrá 1.20 m. de profundidad y 1.40 m. en la entrada de acuerdo a la pendiente. La altura libre será de 30 cms.

Cálculo de la válvula de drenaje:

$$\text{Volumen total} = 120\% \times 44 = 52.80 \text{ M}^3.$$

$$\text{Carga promedio del tanque} = \frac{1.20 + 1.40}{2} = 1.30 \text{ m.}$$

Asumiendo que en el momento de la limpieza la carga tenga un 25% de pérdidas.

$$h' = 0.75 \times 1.30 = 0.975 \text{ m.}$$

Velocidad en las válvulas:

$$V = c \sqrt{2gh} = 0.6 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.975}$$

$$V = 4.37 \text{ m/s}$$

Asumiendo que el tiempo de vaciado del tanque será de 30', se tiene:

$$Q = \frac{\text{volumen}}{\text{tiempo}} = \frac{52.80}{30 \times 60} = 0.030 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Area necesaria:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.030}{4.37} = 0.007 \text{ m}^2.$$

$$A = 70 \text{ m}^2 \times 0.155 = 10.10 \text{ pulg}^2.$$

El diámetro de la válvula será de 4". Para la limpieza se instalará una tubería de 4" en el fondo, provista de una válvula de compuerta que permitirá descargar el tanque.

De allí en adelante se ha diseñado un sistema de desagüe que consta de 135 m. de tubería de cemento de 6" de diámetro y 2 buzones, que descargará finalmente en un gran reservorio de agua para riego.

**Dispositivos de salida:**

El agua será recogida por una canaleta similar a la de entrada y por tubería será conducida a los filtros.

**b) Filtros Lentos:**

El efluente de los tanques sedimentadores pasará a una unidad doble de filtración calculada cada una para la mitad del gasto máximo diario de diseño.

Por tener el agua a filtrarse solamente sedimentación previa, se tomará una baja velocidad de filtración:

$$v = 4 \text{ mgad} = 3.76 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

**Area total filtrante:**

$$A_t = \frac{\text{Gasto total diario}}{\text{Veloc.de Filtrac.}}$$

$$A_t = \frac{2 \times 86,400}{1,000 \times 3.76} = 45.95 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area de cada filtro} = \frac{45.95}{2} = 22.975 \text{ m}^2. \text{ aproximando}$$

$$A = 24 \text{ m}^2.$$

Dimensiones de cada filtro = 6 m. de largo x 4 m. de ancho.

**Dispositivo de entrada:**

El agua ingresará a los filtros por una canaleta de 10 cm. de ancho y 15 cm. de profundidad, la que tendrá dos ventanas de 5 x 10 cm. en cada filtro a una altura de 1 m. sobre el medio filtrante.

$$Q = \frac{2}{2} \text{ lps} = 1 \text{ lps.} \quad V = 0.1 \text{ m/s} \quad \text{Area Ventana} = 0.001 = 0.01 \text{ m}^2.$$
$$A = 100 \text{ cm}^2. \quad \text{Area de cada ventana} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}^2.$$

Dimensiones = 10 cm. x 5 cm.

Para el diseño del medio filtrante, el sistema de apoyo de éste y el sistema de colección de agua filtrada, se tomarán las especificaciones del texto "Design" - E. Seelye.

#### Medio Filtrante:

Estará formado por una capa de arena de 1 m. de espesor de las siguientes características:

$$\text{T.E.} = 0.25 - 0.35 \text{ mm.}$$

$$\text{C.U.} = 1.5 - 3.0$$

De preferencia, la arena debe ser de origen silicoso y se debe colocar perfectamente compactada y limpia.

#### Sistema de apoyo del medio filtrante:

Estará formada por una capa de grava de 30 cm. de espesor sobre el sistema de drenaje, clasificada en la siguiente forma:

$$15 \text{ cm. con tamaño de } 20 \text{ mm.}$$

$$10 \text{ cm. con tamaño de } 8 \text{ mm.}$$

$$5 \text{ cm. con tamaño de } 3 \text{ mm.} - 2 \text{ mm.}$$

Al colocar la grava se debe tener cuidado de que ésta no llegue hasta las paredes como se observa en el Plano N° 2

#### Sistema de Colección de agua filtrada:

De acuerdo al Gráfico N°. 4 obtenido de la tabla "Tubos de desagüe de

los filtros lentos de arena, Tabla de Hazen" (Abastecimiento de agua en las Zonas Rurales - OMS), el sistema de colección de agua filtrada constará de 4 drenes laterales en cada filtro, formados por tubería de 2" de diámetro, con perforaciones de  $\frac{1}{4}$ " cada 30 cm. Los extremos taponados estarán a 30 cm. de las paredes. El espaciamiento entre los drenes será de 1.20 m. Los drenes laterales se empalmarán a un colector general central, en cada filtro de 4" de diámetro.

En la tabla para  $V = 3.76 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d.}$  y con 2" de diámetro se drena  $6.5 \text{ m}^2$ . Luego para  $24 \text{ m}^2$ . se necesitarán 4 tubos de 2" de diámetro.

Dispositivo de salida del agua filtrada:

Uno de los dispositivos más importantes del filtro es la : "boca de salida", que es un diseño tomado de los textos "Water Supply Engineering" por H. Babbit y J. Doland y "Abastecimiento de agua en las zonas rurales" de la OMS.

Este dispositivo que puede verse en el Plano N°. 2 , de acuerdo a su diseño, funciona de tal manera que el gasto de agua filtrada es constante de acuerdo a la calibración que se haya dado y evita que se produzcan presiones negativas y averías en el filtro. El funcionamiento se interrumpirá cuando la resistencia debida a la obstrucción en el arena sea igual a la altura total del agua contenida en el filtro; ésto debe evitarse limpiando el filtro antes de que se interrumpa por completo la filtración.

Este dispositivo está compuesto principalmente por una tubería sumergida que pende de un flotador y a carga constante saldrá por ella un gasto constante. Esta tubería se desliza dentro de la tubería de conducción del agua filtrada.

La tubería accionada por el flotador debe hacerse de un ma

terial liviano y de un diámetro tal, que permita su libre desplazamiento dentro de la tubería de conducción del agua.

#### Limpieza de los filtros:

Cuando los filtros llegan al final de su carrera, se hará la limpieza correspondiente, quitando una capa de arena de 5 cm. en toda la superficie.

Esta limpieza se podrá efectuar hasta que el medio filtrante llegue a 0.60 m. de espesor, es decir, se podrán ejecutar 8 limpiezas antes de reponer el arena a su nivel original, con material de las mismas características.

#### Aliviaderos:

Cada filtro tendrá su aliviadero a 1.05 m. del medio filtrante los que irán conectados al sistema de desagüe.

Estos aliviaderos impedirán que por cualquier motivo el agua rebalse de los filtros.

#### Cálculo del área de cada aliviadero:

El caso más desfavorable se presentará en el momento en que un filtro se esté limpiando y no trabaje, y en el otro la pérdida de carga en el medio filtrante sea máxima por lo tanto la cantidad de agua filtrada será mínima, y la cantidad de agua que se eliminara por el aliviadero será el gasto máximo diario, o sea 2 lps.

En el Nomograma de H. y W. para:  $Q = 2$  lps. y  $\phi = 2''$  resulta  $S = 25\%$ .

La gradiente de la tubería de aliviadero será:

$$\frac{\text{Dif. de cota}}{\text{Long. total}} = \frac{2.50}{1.50} \times 1000 = 1,600 \%$$

Teniendo una gradiente mayor que 25 % los aliviaderos serán una tubería de 2" empotrada en la pared del filtro y conectado al sistema de desagües.

### Desagüe de los Filtros:

En el caso más desfavorable habrá que desaguar una altura de agua comprendida desde el nivel de agua cota 45.50 hasta el máximo nivel de arena por limpiar, es decir 1.00 de Agua más 0.40 arena = 1.40 m.; cota: 45.50 - 1.40 = 44.10 m.

Esta altura representa un volumen de  $1.40 \times 6 \times 4 = 33.60$  m<sup>3</sup>.

Asumiendo como tiempo de vaciado de este volumen 30', se tiene:

$$Q = \frac{33,600 \text{ lt.}}{30 \times 60 \text{ Seg.}} = 18.7 \text{ lps.}$$

En el Nomograma de H. y W. para C = 100 (Tub. de Fierro Galvanizado) para

$$Q = 18 \text{ lps.} \quad \phi = 4" \quad S = 100 \text{ ‰}$$

Gradiente hasta el buzón N°.2; cota de fondo = 42.20;

Longitud del tramo = 10 m.  $S = \frac{37.10 - 35.20}{10} = 100 = 190 \text{ ‰}$

Luego se usará tubería de fierro galvanizado de 4" de diámetro.

### Caseta de válvulas:

Se construirá una caseta de válvulas de 3.25 m. de altura, 6.00 m. de ancho y 1.50 m. de largo, dividida en tres partes por dos muros, formando dos cámaras húmedas laterales, en las que descargará el agua filtrada.

En estas cámaras se instalarán los sistemas de control de salida de agua filtrada.

La cámara central será la cámara de válvulas propiamente dicha. En esta cámara se instalará las tuberías de rebose, de sagüe y la de salida al reservorio.

Tanto las cámaras húmedas como la cámara de válvulas tendrán buzones de entrada y escalines de 3/4" cada 30 cm. para el ingreso al interior.

- c) Cálculo de la tubería que conduce el agua del filtro al Reservorio:

La distancia entre los filtros y el reservorio es de 100m.

Gasto  $Q = 2$  lps.

Cota de salida de los filtros = 3542.70 m.

Cota entrada al reservorio = 3533.00 m.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 2$  lps. se tiene:

$\phi$  1 1/2"      S = 100 ‰      Hf = 100 x 0.10 = 10 m.

$\phi$  2"          S = 25 ‰      Hf = 100 x 0.025 = 2.50 m.

Se usará en este tramo tubería de  $\phi$  2" ya que la pérdida en la tubería de  $\phi$  1 1/2" se considera muy alta en razón de que el hipoclorador estará instalado antes del reservorio y necesita una presión mínima de 7 m. para funcionar. Para crear esta carga habrá que estrangular la válvula de la tubería de entrada de agua al reservorio.

- d) Reservorio:

Con el objeto de regular el abastecimiento, en las horas de máximo consumo, se diseñará un reservorio con una capacidad igual al 30% aproximadamente del consumo diario.

Consumo diario = 1800 hab. x 80 lpcd = 144,000 lt = 144 m<sup>3</sup>.

Volumen Reservorio = 144 x 0.3 = 43.2 aproximando V=50 M<sup>3</sup>.

El reservorio será apoyado de sección circular y tendrá las siguientes medidas interiores:

Altura = 3.00 + altura libre

Diámetro = 4.60 m.

El fondo estará a unacota de 3,530 m.

La tubería de entrada ingresará al reservorio a una altura de 3.00 m. sobre el fondo, tendrá un espacio libre de 30 cm entre ella y la cubierta, y estará controlada por una válvula de flotador.

La tubería de salida estará a 20 cm. del fondo y apoyado en éste irá la tubería de limpia la cual estará conectada a la tubería de rebose y ambas serán de  $\phi$  3"

Tiempo de vaciado del reservorio en la tubería de limpia.

$$t = \frac{2 \text{ volumen}}{Q \text{ inicial}} \quad \begin{array}{l} H \text{ inicial} = 3\text{m.} \\ \phi \text{ tubo salida} = 3'' \end{array}$$

$$H_i = 1.5 \frac{v^2}{2g} \quad v = \sqrt{\frac{2g \times H_i}{1.5}} = 3.62 \sqrt{H_i} = 3.62 \sqrt{3}$$

$$v = 3.62 \times 1.73 = 6.28 \text{ m/s}$$

$$Q = v \times A = 6.28 \times 0.00455 = 0.0286 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t = \frac{2 \times 50}{0.0286} = \frac{10,000}{2.86} = 3,496 \text{ segundos} = 58 \text{ minutos} \\ 16 \text{ segundos}$$

$$t = 58 \text{ minutos } 16 \text{ segundos.}$$

El fondo del reservorio hacia el punto de salida tendrá una pendiente de 1% tal como lo muestra el Plano N°. 3

Se formará un by-pass empalmado la tubería de entrada con la de salida con una válvula de interrupción intermedia.

Se construirá una caseta en la cual se instalarán las válvulas para el manejo del reservorio.

A una altura de 3.00 m. sobre el fondo se instalará una tubería de rebose conectada a la tubería de limpia tal como lo muestra el Plano N°. 3

e) **Hipoclorador:**

Se ha considerado en el proyecto la instalación de un Hipoclorador igual o similar al Hipoclorador Automático de la



Cía. "Wallace and Tiernan" Serie A-429.

Para asegurar el funcionamiento eficiente de dicho aparato, se recomienda que en la tubería haya una presión no menor de 10 lb/#2 ó de 7 m. Para crear esta carga, habrá que estrangular la válvula de la tubería de ingreso de agua al reservorio.

Para la protección del Hipoclorador y el almacenamiento de hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo, 2.60 m. de ancho y 2.00 m. de altura la cual estará ubicada a 10 m. de distancia del reservorio.

#### D. Red de Distribución:

Se tiene:

= Gasto Máximo Horario = 6.60 lps.  
Cota de salida Reservorio = 3,530 m.

Cálculo de la tubería que va desde el reservorio hasta el cruce de las calles 2 de Mayo con Bolívar.

Longitud del tramo = 372 m. - cota en la esquina 2 de Mayo-Bolivar = 3,503.50 m.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 6.60$  lps.

con  $\phi$  3" resulta  $S = 30 \%$  y  $hf = 0.03 \times 372 = 11.16$  m.

con  $\phi$  4 resulta  $S = 7.1 \%$  y  $hf = 0.007 \times 372 = 2.60$  m.

La pérdida de carga en la tubería de 3" se considera excesiva, luego el diámetro de este tramo será 4".

Carga en la esquina Bolívar - 2 de Mayo:

$$(3,530 - 3,503.50) - 2.60 = 23.90$$

De acuerdo a las necesidades de la población, a la tabla de tuberías equivalentes y al Nomograma de Hazen y Villians, se instalará la tubería en la forma siguiente:

En la calle Miguel Grau: 164 m. de 2"  
 En el Jirón Bolívar: 163 m. de 3"  
 En el Jirón Raymondi: 156 m. de 3" y 46 m. de 2"  
 En la calle 2 de Mayo: 155 m. de 3" y 56 m. de 2"  
 En la calle B.Herrera: 217 m. de 2"  
 En la calle San Martín: 162 m. de 3" y 57 m. de 2"  
 En la Plaza de Armas: 2 tramos de 54 m. c/u. de 2"

Cálculo de las presiones en los puntos más notables:

Asumiendo que el gasto en la Esquina Bolívar - 2 de Mayo se reparte de la siguiente manera: Por la tubería de 3" de la calle 2 de Mayo 2.60 lt/s, por la tubería de la calle Bolívar 3 lt/s, y por último por la tubería de 2" de la calle 2 de Mayo 1 lt/s.

Cálculo de la carga en la esquina 2 de Mayo - M. Grau:

Longitud de un tramo = 56 m.

Cota esquina 2 de Mayo-Bolívar = 3,503.50 m.

Cota esquina 2 de Mayo-Grau = 3,503.70 m.

Carga en la esquina 2 de Mayo-Bolívar = 23.90 m.

En el Nomograma de H. y W para:  $Q = 1$  lps. y  $\phi = 2$ " resulta :  
 $S = 7 \%$ .

$$H_t = 0.007 \times 56 = 0.392 \approx 0.40 \text{ m.}$$

$$\text{carga en la esquina 2 de Mayo-Grau} = (3,503.50 + 23.90) - (3,503.70 + 0.40)$$

$$\text{Carga} = 23.30$$

Cálculo de la carga en la esquina 2 de Mayo - Raymondi:

Longitud del tramo = 155 m.

Cota esquina 2 de Mayo-Bolívar = 3,503.50 m.

Cota esquina 2 de Mayo-Raymondi = 3,495.50 m.

Carga esquina 2 de Mayo-Bolívar = 23.90 m.

Asumiendo que en este tramo haya un consumo del 20% del gasto

se tiene :  $Q = 2.60 \times 0.8 \approx 2.10$  lps.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 2.1$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta  $S = 3.6 \%$

$$H_f = 155 \times 0.0036 = 0.558 \approx 0.56 \text{ m.}$$

Carga en la esquina 2 de Mayo-Raymondi =  $(3,503.50 + 23.90) -$   
 $(3,495.50 + 0.56)$

Carga 31.34, aproximando, carga 31.30

Cálculo de la carga en la esquina Raymondi-San Martín:

Asumiendo que en las dos primeras cuadras de la calle Raymondi se consume el 10% del gasto y en la esquina con la calle Herrera vaya por ésta el 40% del gasto restante.

Longitud del tramo hasta la esquina Raymondi-Herrera = 101 m.

Longitud del tramo de la esquina Raymondi-Herrera a la esquina Raymondi-San Martín = 55 m.

Cota esquina 2 de Mayo-Raymondi = 3,495.50 m.

Cota esquina Raymondi-San Martín = 3,497.80 m.

Carga en la esquina 2 de Mayo-Raymondi = 31.30 m.

El gasto hasta la esquina Raymondi-Herrera será de:

$$2.1 \text{ lps.} \times 0.9 = 1.89 \approx 1.90 \text{ lps.}$$

En el Nomograma de H. y W. para:  $Q = 1.9$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta  $S = 3 \%$ .

La pérdida de carga hasta la esquina Raymondi-Herrera será de:

$$H_f = 0.003 \text{ m.} \times 101 = 0.303 \text{ m.}$$

El gasto hasta la esquina Raymondi-San Martín será:

$$1.90 \times 0.6 = 1.14 \approx 1.20 \text{ lps.}$$

En el Nomograma de H. y W. para:  $Q = 1.2$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta  $S = 1.3 \%$ .

La pérdida de carga en el tramo esquina Raymondi-Herrera y es

quina Raymondi-San Martín será de:

$$H_f = 55 \times 0.0013 = 0.1815 \approx 0.20 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga en la esquina Raymondi-San Martín: } & (3,495.50 + 31.30) - \\ & (3,497.80 + 0.30 + 0.20) \end{aligned}$$

Carga 28.50 m.

Cálculo de la carga en la esquina Grau-San Martín:

Asumiendo que en la calle Bolívar, desde el Jirón 2 de Mayo hasta el jirón San Martín haya un consumo del 30% del gasto y que por la tubería de 3" de diámetro del Jirón San Martín vaya el 80% del gasto restante se tiene:

$$\text{Gasto en el primer tramo} = 3 \text{ lps.} \times 0.7 = 2.10 \text{ lps.}$$

Pérdida de carga hasta la esquina San Martín-Bolívar:

En el Nomograma de H. y W. para:  $Q = 2.10 \text{ lps.}$  y  $\phi 3''$  resulta  $S = 3.6 \%$ .

$$H_f = 0.0036 \times 163 \text{ m.} = 0.5878 \approx 0.60 \text{ m.}$$

Gasto en el tramo esquina San Martín-Bolívar y esquina Grau-San Martín:

$$Q = 2.1 \times 0.2 = 0.42 \text{ lps.}$$

Con un gasto tan pequeño en tubería de 2" de  $\phi$  la pérdida de carga es despreciable.

$$\begin{aligned} \text{Carga en la esquina Gra San Martín} & = (3,503.50 + 23.90) - \\ & (3,496 + 0.6) \end{aligned}$$

carga = 30.86 m.

Distribución de Válvulas y Piletas Públicas:

De acuerdo a las especificaciones, se han considerado en el diseño de la red de distribución, la instalación de 8 válvulas, 4 de ellas de 3" de diámetro y el resto de 2" de diámetro.

De acuerdo a las necesidades se ha considerado en el diseño la instalación de 6 piletas públicas, convenientemente distribuidas en la red.

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
<b>1. Captación</b>							
1.1 Replanteo y excavación, incluyendo obras de desviación del canal actual, para trabajos en seco.	m <sup>3</sup> .	5	19.20	.-	19.20	96.00	
1.2 Encofrado y desencofrado	p2.	190	2.00	2.20	4.40	836.00	
1.3 Concreto 1:2:4	m <sup>3</sup> .	1.5	96.00	380.00	476.00	714.00	
1.4 Fierro 1/4"	Kg.	22	1.30	8.00	9.30	204.60	
1.5 Enlucido con mortero 1:2 (1 cm.esp.)	m <sup>2</sup> .	8.20	13.00	6.50	19.50	159.90	
1.6 Excavación de zanjas de 0.60x0.8 m.	ml.	185	15.00	.-	15.00	2,775.00	
1.7 Adquisición tub.Eternit ø 1.1/2 Cl. 105	ml.	170	.-	40.10	40.10	6,817.00	
1.8 Tendido prueba y resane tub.de 1 1/2"	ml.	170	5.50	.-	5.50	935.00	
1.9 Relleno y compactación	ml.	185	4.50	.-	4.50	832.50	
1.10 Niple de Fo.Gvdo. de ø 1 1/2"	u.	1	1.00	20.00	21.00	21.00	
1.11 Canastilla de toma de bronce de 1 1/2"	u.	1	12.00	150.00	162.00	162.00	
1.12 Adquisición de tub.de 4" de concreto	ml.	15	.-	12.00	12.00	180.00	
1.13 Tendido, prueba y resane de tub. 4"	ml.	15	7.00	.-	7.00	105.00	
							13,848.00
<b>2. Planta de Tratamiento</b>							
<b>2. Tanque Sedimentador</b>							
Construcción de un tanque sedimentador de 10 m.x 4.40 de sección, con muros de 0.3 m. de espesor, de concreto 1:3:6 - con refuerzo de fierro y fondo de espesor variable de concreto 1:2:4 armado.							
2.1 Replanteo y Excavación	m <sup>3</sup> .	59	19.20	.-	19.20	1,132.80	
2.2 Encofrado y desencofrado	p2.	1400	2.00	2.20	4.20	5,880.00	
2.3 Concreto para el fondo 1:2:4	m <sup>3</sup> .	8.7	96.00	380.00	446.00	3,880.20	
2.4 Concreto 1:3:6 para muros con 30% de piedra grande	m <sup>3</sup> .	13.5	144.00	200.00	344.00	4,644.00	



# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
3.1 Replanteo y excavación	m3.	128	19.20	.-	19.20	2,457.60	
3.2 Encofrado y desencofrado	p2.	3320	2.00	2.20	4.40	14,608.00	
3.3 Concreto 1:2:4 para el fondo	m3.	27	100.00	380.00	480.00	12,960.00	
3.4 Concreto 1:3:6 con 30% de piedra grande para muros	m3.	78.50	150.00	200.00	350.00	27,475.00	
3.5 Concreto simple 1:3:6 para fondo y muros de caja de válvulas	m3.	9	125.00	270.00	395.00	3,555.00	
3.6 Concreto 1:2:4 para la losa de cubierta de caja de válvulas incluyendo tapa de inspección.	m3.	1.5	144.00	380.00	524.00	786.00	
3.7 Fierro de 1/4" y 3/8"	Kg.	1480	1.30	8.00	9.30	13,764.00	
3.8 Enlucido interior de la cámara de válvulas 1:2 (1 cm. espesor)	m2.	74	13.00	6.50	19.50	1,443.00	
3.9 Acabado del fondo de los filtros con mortero 1:5 para dar la pendiente especificada.	m2.	48	22.00	18.00	40.00	1,920.00	
3.10 Medio filtrante, arena clasificada con T. efectivo = 0.25-0.35 y c.u = 1.5 - 3	m3.	50	20.00	25.00	45.00	2,250.00	
3.11 Grava clasificada para apoyo del medio filtrante	m3.	22	20.00	25.00	45.00	990.00	
3.12 Tub.de 2" Cl.105 Eternit con perforaciones de 1/4" cada 30 cm. para drenes laterales	m1.	27	15.00	55.00	70.00	1,890.00	
3.13 Tub.de 4" Cl.75 Eternit para colector principales	m1.	12	15.00	70.00	85.00	1,020.00	
3.14 Tub.de Fo.Gvdo.de 2" para rebose y salida	m1.	7	.-	58.00	58.00	407.00	
3.15 Tub.de Fo.Gvdo.de 4" para limpieza	m1.	10	.-	160.00	160.00	1,600.00	
3.16 Tee de 2 x 1 1/2" Fo.Gvdo.	u.	1	3.00	25.00	28.00	28.00	
3.17 Codos de 2" x 90° Fo.Gvdo.	u.	4	3.00	30.00	33.00	132.00	
3.18 Tee de 2 x 2 de Fo.Gvdo.	u.	2	3.00	26.00	29.00	58.00	
3.19 Reducción de 4"x2" de Fo.Gvdo.	u.	1	15.00	91.00	106.00	106.00	
3.20 Cruz de 4 x 4 de Fo.Gvdo.	u.	1	20.00	160.00	180.00	180.00	



# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
3.21 Válvulas de compuerta de 2"	u.	2	30.00	480.-	510.00	1,020.00	
3.22 Válvulas de compuerta de 4"	u.	2	100.-	2800.-	2900.00	5,800.00	
3.23 Sistema especial para control de salida de agua del filtro, incluyendo flotador y tub. deslizante.	u.	2	100.-	500.-	600.00	1,200.00	
3.24 Transición de Fo.Gvdo.Eternit de 2"	u.	1	8.-	85.00	93.00	93.00	
3.25 Excavación de Zanjas de 0.60 x 1m. de profundidad promedio	ml.	135	15.-	.-	15.-	2,025.00	
3.26 Tub. concreto de $\phi$ 6"	ml.	135	.-	14.-	14.-	1,890.00	
3.27 Tendido, prueba y resane de tub. de $\phi$ 6"	ml.	135	9.-	.-	9.-	1,215.00	
3.28 Relleno y compactación	ml.	135	7.-	.-	7.-	945.00	
3.29 Buzón de desagüe de 1.20 m. de diámetro y 1.30 de profundidad	u.	1	300.-	900.0	1200.00	1,200.00	
<b>4. Línea de Conducción</b>							103,017.60
4.1 Excavación de zanjas de 0.6x0.8 m.	ml.	100	15.00	.-	15.00	1,500.00	
4.2 Adquisición de Tub.Eternit 2" Cl.105	ml.	100	.-	50.30	50.30	5,030.00	
4.3 Tendido, prueba y resane de tub. $\phi$ 2"	ml.	100	5.00	.-	5.00	500.00	
4.4 Relleno y compactación	ml.	100	10.00	.-	10.00	1,000.00	
<b>5. Reservorio</b>							8,030.00
Construcción de un reservorio circular apoyado de 50 m <sup>3</sup> . de capacidad de 4.60 m. de diámetro interior y 3 m. de altura de agua con muros de 0.12 m. de espesor de concreto armado 1:2:4, fondo y losa de cubierta de concreto armado 1:2:4, incluyendo una caseta y válvulas							

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
5.1 Replanteo y excavación	m3.	35	19.20	.-	19.20	672.00	
5.2 Encofrado y desencofrado	p2.	2445	2.00	2.20	4.20	10,269.00	
5.3 Concreto 1:2:4	m3.	16	96.00	380.00	476.00	7,616.00	
5.4 Fierro 1/2", 3/8" y 1/4"	Kg.	1182	1.30	8.00	9.30	10,992.60	
5.5 Enlucido interior con mortero 1:2 (1 cm. de espesor)	m2.	50	13.00	6.50	19.50	975.00	
5.6 Transición de Eternit a Fo.Gvdo. Ø 2"	u.	1	8.00	85.00	93.00	93.00	
5.7 Válvulas de compuerta de 4"	u.	1	100.00	2800.00	2900.00	2,900.00	
5.8 Válvula de compuerta de 3"	u.	1	45.00	825.00	870.00	870.00	
5.9 Válvulas de compuerta de 2"	u.	2	30.00	480.00	510.00	1,020.00	
5.10 Tee 2 x 2 Fo.Gvdo.	u.	1	15.00	162.00	177.00	177.00	
5.11 Válvulas de Flotador Ø 2"	u.	1	50.00	800.00	850.00	850.00	
5.12 Codo de 2" x 90° Fo.Gvdo.	u.	1	3.00	29.50	32.50	32.50	
5.13 Codos de 3" x 90°	u.	2	7.00	75.00	82.00	164.00	
5.14 Cono rebose Ø 3"	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
5.15 Tee 4 x 4" Fo.Gvdo.	u.	1	15.00	150.00	165.00	165.00	
5.16 Reducción 4 x 2" Fo. Gvdo.	u.	1	10.00	91.00	101.00	101.00	
5.17 Transición de 4" Fo.Gvdo. a Eternit	u.	1	10.00	105.00	115.00	115.00	
5.18 Tub.de Fo.Gvdo. Ø 2"	ml.	4	5.00	58.00	63.00	252.00	
5.19 Tub.de Fo.Gvdo. Ø 3"	ml.	10	7.50	113.00	120.50	1,205.00	
5.20 Tub.de Fo.Gvdo. Ø 4"	ml.	2	10.00	160.00	170.00	340.00	
5.21 Canastilla de toma de bronce Ø 4"	u.	1	25.00	400.00	425.00	425.00	
<b>6. Red de Distribución</b>							39,569.10
6.1 Excavación y refino de zanjas 0.6 x 0.8	ml.	1574	15.00	.-	15.00	23,610.00	
6.2 Adquisición de Tub. Ø4" Eternit	ml.	313	.-	77.60	77.60	24,288.80	
6.3 Adquisición de Tub. Ø3" Eternit	ml.	624	.-	61.00	61.00	38,064.00	
6.4 Adquisición de Tub. Ø2" Eternit	ml.	637	.-	50.30	50.30	32,041.10	
6.5 Tendido, prueba y resane Tub.4", 3" y 2"	ml.	1574	6.00	.-	6.00	9,444.00	
6.6 Relleno y compactación	ml.	1574	10.00	.-	10.00	15,740.00	
6.7 Codos de Ø 4" 22° 1/2	u.	2	.-	190.00	190.00	380.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
6.8 Cruz de 4 x 3	u.	1	.-	330.00	330.00	330.00	
6.9 Cruz de 3 x 3	u.	1	.-	300.00	300.00	300.00	
6.10 Cruz de 3 x 2	u.	1	.-	275.00	275.00	275.00	
6.11 Cruz de 2 x 2	u.	1	.-	195.00	195.00	195.00	
6.12 Reducción de 4" x 3"	u.	1	.-	145.00	145.00	145.00	
6.13 Reducción 3 x 2	u.	3	.-	115.00	345.00	345.00	
6.14 Tee 3 x 3	u.	1	.-	220.00	220.00	220.00	
6.15 Tee 3 x 2	u.	5	.-	210.00	1,050.00	1,050.00	
6.16 Te 2 x 2	u.	2	.-	162.00	324.00	324.00	
6.17 Codos 3"	u.	1	.-	180.00	180.00	180.00	
6.18 Transición Tub.Fo.Gvdo.Eternit Ø 4"	u.	1	.-	105.00	105.00	105.00	
6.19 Tapón 3"	u.	1	.-	11.60	11.60	11.60	
6.20 Tapón 2"	u.	4	.-	9.00	36.00	36.00	
6.21 Válvulas de 3"	u.	4	.-	825.00	3,300.00	3,300.00	
6.22 Válvulas de 2"	u.	4	.-	480.00	1,920.00	1,920.00	
6.23 Cajas Válvulas	u.	8	9.00	130.00	1,170.00	1,170.00	
6.24 Piletas públicas, incluyendo todos sus accesorios.	u.	6	540.00	1200.00	1740.00	19,440.00	
<b>7. Hipoclorador</b>						163,913.90	
Construcción de una caseta de 2.60x3.95 x2.00 mts.de altura y adquisición e instalación del Hipoclorador.							
7.1 Ladrillos	mill.	1	.-	500.00	500.00	500.00	
7.2 Colocación y asentado de Ladrillos	mill.	1	144.00	545.00	689.00	689.00	
7.3 Tarrajeo, mezcla 1:2	m2.	52	13.00	22.50	35.50	1,846.00	
7.4 Concreto 1:2:4, losa del techo	m3.	1	192.00	380.00	572.00	572.00	
7.5 Concreto 1:3:6 para el piso	m3.	1.7	96.00	270.00	376.00	622.20	
7.6 Fierro	Kg.	70	1.30	8.00	9.30	651.00	
7.7 Puertas y Ventanas	m2.	3.10	50.00	250.00	300.00	930.00	
7.8 Adquisición Hipoclorador "W.and T" Serie A-429	u.	1	.-	21.500.00	21500.00	21,500.00	
7.9							

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : CAJACAY .....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios		Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater. M.O.+Mat.		
7.9 Colocación del Hipoclorador	u.	1	2000.00	--	2,000.00	29,310.20
<u>8. Transporte de Materiales</u>						
8.1 Transporte de tuberías, válvulas y accesorios a Cajacay	Tn.	13			3,000.00	
8.2 Transporte otros materiales a Cajacay	Tn.	45			10,000.00	
8.3 Transporte local ópie de obra		58			2,500.00	
<b>RESUMEN:</b>						
1. Captación						13,848.00
2. Tanque Sedimentador						30,592.20
3. Filtros Lentos						103,017.60
4. Línea de Conducción						8,030.00
5. Reservorio						39,569.10
6. Red de Distribución						163,913.90
7. Hipoclorador						29,310.20
8. Transporte de Materiales						15,500.00
<u>Gastos Indirectos:</u>						\$ 403,781.00
Los porcentajes se consideran sobre el total de Gastos Directos a excepción del Seguro contra accidentes y Leyes Sociales, donde se considera el costo total de la mano de obra.						
<u>Gastos Directos:</u>						
A. Dirección Técnica y Administración (5%)					20,189.05	
B. Almacenes, instalaciones y equipo (5%)					20,189.05	
C. Utilidad del Contratista (10%)					40,378.10	
d. Seguros de accidentes Leyes Sociales (6.3% M.de O.)					72,657.90	
E. Imprevistos (5%)					20,189.05	
F. Gastos de Control Técnico, inspecciones en ejecución de obras (5%)					20,189.05	
<b>TOTAL:</b>						\$ 193,792.20
						\$ 597,573.20

## LOCALIDAD DE SANTIAGO DE CHILCAS

### A. Información relativa a la población:

La localidad de Santiago de Chilcas es la capital del distrito del mismo nombre, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash. Se encuentra ubicada a 3,785 metros sobre el nivel del mar y aproximadamente a una distancia de 100 Kms. de la ciudad de Pativilca.

#### Clima:

El clima es frío durante todo el año, con frecuentes heladas

#### Ocupación de los habitantes:

Los pobladores de la zona se dedican a la agricultura, cereales en general y en pequeña escala a la ganadería.

Como promedio, se puede decir que el ingreso mensual por familia es de \$400.00.

#### Características locales:

La topografía en Santiago de Chilcas es de pendiente fuerte y algo accidentada. El terreno es conglomerado y rocoso en algunas zonas.

La zona de posible expansión está ubicada al sur de la población. La expansión hacia otras direcciones es poco probable por estar limitada la población por elevaciones y por terrenos de pendiente más pronunciada.

#### Características urbanas:

La extensión urbana es de 2.5 Has. aproximadamente. El trazado urbano puede decirse que es en damero, existiendo manzanas de variadas dimensiones y algo irregulares. Las construcciones son en su totalidad de adobe, y los techos a dos aguas con coberturas de tejas y de calamina. El frente promedio de propiedad oscila al

rededor de los 7 m. Entre los locales públicos más importantes se tienen el Municipio y el Mercado.

#### Servicios Públicos:

La localidad cuenta con una Escuela Prevocacional y dos Escuelas de 2°. Grado.

#### Morbilidad:

Hay incidencia de enfermedades hídricas, tales como diarrea, disentería y tifoidea.

#### Costo de Mano de Obra y Transporte:

En la localidad, un peón cobra, de acuerdo a la Resolución Ministerial del 18 de Enero de 1965, un salario de \$/48.00 al día.

El transporte de Barranca a la localidad cuesta aproximadamente \$/150.00 por tonelada.

### B. Cálculos y Diseño del Sistema:

#### 1. Estudio de Población.

Según los datos conocidos:

Censo Nacional de 1940	470 habitantes
Censo Nacional de 1961	637 habitantes

Se tomará como población de diseño para un período de 20 años, aproximadamente el 200% de la población actual, luego:

Población de diseño = 1,200 habitantes

#### 2. Dotación, Variaciones de consumo diarias y horarias.

Considerando que la población es del tipo rural, la altitud, el clima y de acuerdo a sus diversas características, se considerará en este proyecto una dotación de 60 lt. por persona y por día, con la que se cubrirá ampliamente las necesidades locales.

De acuerdo a esta dotación y a la población de diseño obtengo los datos de diseño en el Nomograma N°. 1.

Pob. diseño = 1,200 Hab.      Dot. = 60 lpcd.

gasto promedio diario      0.85 lps.  
gasto máximo diario      1.00 lps. (120%)  
gasto máximo horario      3.40 lps. (400%)

### 3. Estudio y selección de fuentes.

Se ha seleccionado la fuente que lleva el nombre de "Manantial Macrac" por ser un manantial que puede servir por gravedad a la población por encontrarse en una zona cercana a ella, porque su caudal abastece en forma suficiente la máxima demanda futura y sus características físicas y químicas, están dentro de los límites permisibles.

Calidad química del agua:

Alcalinidad = 56 ppm. como Ca CO<sub>3</sub>.  
Dureza      - 148 ppm. como Ca CO<sub>3</sub>.  
pH            = 7.8  
CO<sub>2</sub>          = 1.7 ppm. como CO<sub>2</sub>.

### 4. Levantamiento topográfico.

Se presenta un levantamiento topográfico con curvas de nivel cada cinco metros, el que comprende las zonas donde estará instalado el sistema de abastecimiento de agua potable, el que incluye captación, línea de conducción, reservorio y red de distribución.

### 5. Diseño del Sistema.

#### Obras Proyectadas

#### A. Captación:

El manantial "Macrac" tiene dos ojos de agua para los cuales se

diseñarán 2 cajas de manantial iguales, las cuales irán conectadas a una caja de reunión.

La caja de captación N°. 1 estará ubicada en la cota 89.50 m. y la caja de captación N°.2 en la cota 88 m.

a) Dos cajas rectangulares de captación.

Se construirán dos cajas de captación, las cuales tendrán una cámara húmeda y una caja de válvulas.

La cámara húmeda tendrá 1.45 m. de alto x 2.30 de ancho x 1.30 de largo. El piso de ésta tendrá, desde tres de sus paredes, 1% de pendiente hacia la tubería de desagüe. El agua ingresará a la cámara húmeda por unos orificios troncos cónicos de 5 cm. y 10 cm. de diámetros, construidos en la pared que da frente al manantial, en dos hileras de 9 orificios cada una. De la misma pared, hacia el exterior, se construirán a 45° unos brazos de concreto, de longitud variable, para tratar de captar la mayor cantidad de agua posible.

Cada caja tendrá un rebose de 4" de diámetro a 40 cm.- del fondo el que irá conectado a la tubería de desagüe. La tubería de desagüe de cada caja será de concreto simple, la correspondiente a la caja N°. 1 tendrá 13 m. y la de la caja N°. 2 tendrá 5.50 m. de longitud.

La cámara de válvulas tendrá 0.75 m. de altura x 0.95 m. de largo y 1.20 de ancho y en ella estarán instaladas las válvulas para controlar el funcionamiento de la tubería de salida y la tubería de limpia.

b) Cálculo de la tubería hasta la caja de reunión.

Caja N°.1: Cota de salida = 88.55 m.

Cámara de reunión: Cota entrada = 86.80 m.

Longitud tramo Caja N°.1 - Caja Reunión = 9.70 m.



$$\text{Gradiente S} = \frac{88.55 - 85.80}{9.70} = 170 \text{ ‰}$$

Asumiendo que cada línea llevará el máximo diario se tiene que  $Q = 1$  lps. En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1$  lps. y  $S = 170 \text{ ‰}$  resulta el diámetro mínimo, como en tubería Eternit no existen diámetros menores de  $1\frac{1}{2}$ " se usará tubería de este diámetro.

Para la tubería de la Caja N°. 2 se tiene:

Caja N°. 2: Cota de salida = 87.05 m.

Cámara de reunión: Cota entrada = 86.80 m.

Longitud tramo Caja N°.2 - Cámara reunión = 6.20 m.

$$\text{Gradiente S} = \frac{87.05 - 86.80}{6.20} = \frac{0.25}{6.20} \times 1000 = 40 \text{ ‰}$$

Asumiendo que cada línea llevará el máximo diario se tiene  $Q = 1$  lps. En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1$  lps. y  $S = 40 \text{ ‰}$ , resulta  $\phi = 1\frac{1}{2}$ ".

c) Canal para desviar las aguas superficiales.

Se Construirá un canal de recolección para desviar de la zona de Manantial las aguas superficiales, y éste canal deberá estar a 15 m. como mínimo de la cámara de captación. Deberá tener una sección de 1 m. de profundidad por 0.50 m. de ancho.

d) Cámara de reunión.

Se construirá una cámara de reunión de 0.60 x 0.60 x 0.80 m. de altura de medidas interiores, la cual llevará una tapa de concreto que servirá para inspección. A esta cámara llegarán las tuberías provenientes de las cámaras de captación y saldrá la tubería de alimentación al reservorio. Se ha considerado una tubería de rebose de  $\phi 3$ " de 3 m. de longitud.

B. Línea de Conducción:

La distancia entre la cámara de reunión y la entrada al reservorio es de 798 m.

Cota Salida cámara reunión: 86.70 m.  
Cota entrada al Reservorio: 52.50 m.  
Gasto máximo diario: 1 lps.

En el perfil de la línea de conducción, en el punto I, se tendrá que instalar una ventilación o "respiradero" de la tubería ya que en este punto, habrá una transición en la forma de trabajo de la tubería; de trabajar a presión pasará a trabajar en forma de canal.

Luego la línea de conducción se calculará en dos tramos:

Tramo 1°. de la cámara de reunión al punto I; Tramo 2°. del punto I al reservorio.

Cálculo del Tramo 1°:

Cota del punto I = 75.50 m.

Longitud del Tramo = 648 m.

Habrà para perder  $86.70 - 75.50 = 11.20$  m.

con  $Q = 1$  lps.

$\phi 1\frac{1}{2}$ "  $S = 29 \%$   $H_f = 0.029 \times 648 = 18.80$  m.

$\phi 2$ "  $S = 7 \%$   $H_f = 0.007 \times 648 = 4.55$  m.

como se ve, la pérdida de carga en la tubería de  $\phi 1\frac{1}{2}$ " es excesiva, luego en este tramo se usará tubería de  $\phi 2$ ", aunque si se calculara éste en 2 partes, la primera hasta el punto en que hay un cambio brusco de pendiente (530 m.) y la segunda hasta el punto I, se podría poner en una parte de él una tubería de  $\phi 2$ " y tubería de  $\phi 1\frac{1}{2}$ " en la parte restante, trabajando así los primeros 530 m. a presión, luego un pequeño tramo como canal y lo que resta hasta el punto I nuevamente a presión. El ahorro sería mínimo y además considerando toda la

tubería de  $\phi$  2" se aumenta, como previsión, la capacidad de conducción de todo el tramo.

En resumen en la mayor parte de este tramo, la tubería trabajará como canal, tal como se muestra en el perfil de la línea. Habrá sólo un pequeño tramo en que trabajará a presión.

Con el Diagrama de Elementos Hidráulicos Proporcionales se calcularán las condiciones de trabajo en el tramo que no trabajará a presión:

$$S \text{ del tramo } 1^\circ = \frac{86.70 - 80.50}{530} \times 1000 = 11.7 \text{ ‰}$$

En el Nomograma de H. y W. con  $S = 11.7 \text{ ‰}$  y  $\phi = 2"$  resulta :

$$Q = 1.35 \text{ lps.} \quad V = 0.65 \text{ m/s.}$$

La relación de gastos será  $q/Q = 1/1.35 = 0.74$ , en el Diagrama resulta:

$$\text{relación de tirantes} = 0.64$$

$$\text{relación de velocidad} = 1.11$$

El tirante real será  $0.64 D$  y la velocidad real será de  $v = 1.11 \times 0.65 = 0.72 \text{ m/s.}$

Cálculo del Tramo 2°:

$$\text{Cota del punto I} = 75.50 \text{ m.}$$

$$\text{Cota entrega al Reservoirio} = 52.50 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud del tramo} = 150 \text{ m.}$$

Habrá para perder  $75.50 - 52.50 = 23 \text{ m.}$

Con el menor diámetro existente  $\phi 1\frac{1}{2}"$  y  $Q = 1 \text{ lps.}$  en el Nomograma de H. y W. resulta:

$$S = 29 \text{ ‰} \quad H_f = 0.029 \times 150 = 4.35 \text{ m.}$$

luego por no existir diámetro menor, se usará en este tramo tubería de  $1\frac{1}{2}"$ .

Con el Diagrama de Elementos Hidráulicos Proporcionales se calcularán las condiciones de trabajo en el tramo que no trabajaa rá a presión:

$$S \text{ del tramo} = \frac{75.50 - 63.60}{60} \times 1000 = 198 \text{ ‰}$$

En el Nomograma de H. y W. con:

$S = 198 \text{ ‰}$  y  $\phi 1\frac{1}{2}"$  resulta  $Q = 3.00 \text{ lps.}$   $V = 2.80 \text{ m.}$   
la relación de gastos será  $q/Q = 1/3 = 0.33$ , en el Diagrama resulta:

$$\text{relación de tirantes} = 0.40$$

$$\text{relación de velocidad} = 0.88$$

El tirante real será  $0.40 D.$  y la velocidad real será de  
 $v = 0.88 \times 2.80 = 2.46 \text{ m/s.}$

### C. Reservorio:

Con el objeto de regular el abastecimiento en las horas de máximo consumo, se diseñará un reservorio con una capacidad igual al 30% aproximadamente del consumo diario.

$$\text{Consumo Diario} = 1,200 \text{ Hab.} \times 60 \text{ lpcd.} = 72,000 \text{ lt.} = 72 \text{ M}^3.$$

$$\text{Vol. Reservorio} = 72 \times 0.3 = 21.6, \text{ aproximando } V = 25 \text{ M}^3.$$

El reservorio será apoyado de sección circular y tendrá las siguientes medidas interiores:

$$\text{Altura} = 2.50 + \text{altura libre}$$

$$\text{Diámetro} = 3.60 \text{ m.}$$

El fondo estará en la cota  $50 \text{ m.}$  y el nivel de agua en la cota  $52.50 \text{ m.}$  Entre el nivel de agua y la cubierta habrá una altura libre de  $0.30 \text{ m.}$

En el diseño se ha considerado la instalación de una tubería de entrada de  $1\frac{1}{2}"$  de diámetro, una tubería de control de nivel estático de  $1\frac{1}{2}"$ , una tubería de salida de  $3"$  provista de canas-

tilla de toma, una tubería de limpia en el fondo de 3" y una tubería de rebose de 3", empalmada a la tubería de limpia.

Se formará un by-pass empalmando la tubería de entrada con la de salida, con una válvula de interrupción intermedia.

Todas las tuberías serán de fierro galvanizado y se pintarán con pintura anticorrosiva y la unión de éstas con los accesorios será roscada o por brida.

Las cotas de entrada y salida de las tuberías están señaladas en el Plano N°. 2

Se ha diseñado una caseta de válvulas de 1.10 m. de altura, de 1.10 m. de largo y 1.00 m. de ancho de medidas interiores, en la cual se instalarán las válvulas para el manejo del reservorio tal como se muestra en el Plano N°. 2 Las válvulas serán del tipo compuerta, con disco y asiento de bronce.

El fondo del reservorio hacia el punto de salida tendrá una pendiente de 1%.

El reservorio tendrá un buzón de entrada de 0.60 m. de diámetro con una escalera de fierro de 3/4 con escalines cada 30 cm y estará provisto de un tubo de ventilación de fierro galvanizado de 3" de diámetro con doble codo de 90° y malla de alambre en su extremo libre.

Tiempo de vaciado del reservorio con la tubería de limpia.

con la fórmula  $t = \frac{2 \text{ Volumen}}{Q \text{ inicial}}$  y con los siguientes datos:

H inicial = 2.50 m.                       $\phi$  Tub. Salida = 3"

el tiempo de vaciado es de 32 minutos.

#### D. Hipoclorador:

Se ha considerado en el proyecto la instalación de un hipocloro

rador igual o similar al hipoclorador automático de la Cía. "Wallace and Tiernan" Serie A-429.

Como este hipoclorador necesita una presión de 10 lb/#2 o de 7 m. para funcionar eficientemente, bastará estrangular la válvula de la tubería de salida del hipoclorador para crear esta carga.

Para la protección del hipoclorador y el almacenamiento de Hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo, 2.60 de ancho y 2.00 m. de altura, la cual estará ubicada a 15 m. del Reservorio.

#### E. Red de Distribución:

Se tiene:

Gasto máximo horario = 3.40 lps.

Cota salida Reservorio = 50.20 m.

Cálculo del Tramo: Reservorio - Punto A.

Longitud = 211 m.

Cota Punto A = 29.50 m.

En el Monograma de H. y W. para  $Q = 3.40$  lps. se tiene:

con  $\phi$  3"  $S = 9\%$  y  $H_f = 0.009 \times 211 = 1.90$  m.

con  $\phi$  2"  $S = 65\%$  y  $H_f = 0.065 \times 211 = 13.70$  m.

La pérdida de carga en la tubería de 2" se considera excesiva, luego el diámetro de este tramo será de 3".

Carga en el punto A:  $50.20 - (29.50 + 1.90) = 23.80$  m.

De acuerdo a las necesidades de la población, a la table de tuberías equivalentes y al Monograma de Hazen y Williams, se instalará la tubería tal como se muestra en el Plano N°. 1

Cálculo de las presiones en los puntos más notables:

### Punto B.

Asumiendo que el gasto en el Punto A se divide en 2 partes iguales, se calculará el tramo A-E con la mitad del máximo horario, o sea  $a.40 \text{ lps}/2 = 1.70 \text{ lps}$ .

$$\text{Cota Punto B} = 14.90 \text{ m.}$$

Longitud A - E = 51 m. - En el Nomograma de H. y W. para

$$Q = 1.7 \text{ lps. y } \phi = 2'' \text{ resulta:}$$

$$S = 19 \text{ ‰} \quad hf = 0.019 \times 51 = 0.97 \text{ m.}$$

$$\text{aproximando } hf = 1 \text{ m.}$$

Asumiendo que en el Punto E el gasto se divide en 2 partes iguales, en el tramo E-B se tiene  $Q = 1.70/2 = 0.85 \text{ lps}$ .

Longitud E-B = 41 m. - En el Nomograma de H. y W. para

$$Q = 0.85 \text{ lps. y } \phi = 2'' \text{ resulta:}$$

$$S = 5 \text{ ‰} \quad Hf = 0.005 \times 41 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\text{Carga en el Punto B : } (29.50 + 23.80) - (14.90 + 0.85 + 0.20) = 37.35 \text{ m.}$$

### Punto C.

Asumiendo que en el punto F el gasto se divide en dos partes iguales en el tramo A-F se tiene  $Q = 3.40/2 = 1.70 \text{ lps.}$ , asumiendo que haya un consumo hasta dicho punto del 10% del gasto se tiene  $Q = 1.70 - 0.20 = 1.50 \text{ lps}$ .

Longitud A-F = 109 m. - En el Nomograma de H. y W. para

$$Q = 1.5 \text{ lps. y } \phi 3'' \text{ resulta:}$$

$$S = 2 \text{ ‰} \quad Hf = 0.002 \times 109 = 0.22 \text{ m. aproximando}$$

$$hf = 0.25 \text{ m.}$$

Al repartirse el gasto en el Punto F en 2 partes iguales se tiene en el tramo F-C  $Q = 1.5/2 = 0.75 \text{ lps}$ .

Cota del Punto C = 30 m.

Longitud del tramo F-C = 45 m. En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 0.75$  lps. y  $\phi = 3''$ .

resulta:  $S =$  despreciable, luego  $H_f = 0$

Carga en el punto C =  $(29.50 + 23.80) - (30 + 0.25) = 23.05$  m.

Punto D.

En el tramo C.G. el gasto será 0.75 lps. - 20% de consumo, luego:

$$Q = 0.80 \times 0.75 = 0.60 \text{ lps.}$$

Longitud del tramo C - G = 63 m. - En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 0.60$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta:

$S =$  despreciable, luego  $H_f = 0$ .

Cota del punto D = 26 m.

Longitud GD = 29 m. - Asumiendo el mismo gasto que en el tramo anterior, en el Nomograma de H. y W se tiene para

$$Q = 0.60 \text{ lps. y } \phi = 2'' \text{ resulta:}$$

$$S = 4 \text{ ‰, luego } H_f = 0.004 \times 29 = 0.10 \text{ m.}$$

Carga en el Punto D =  $(30 + 23.05) - (26 + 0.10) = 26.95$  m.

Distribución de válvulas y piletas públicas:

De acuerdo a las especificaciones, se han considerado en el diseño de la red de distribución, la instalación de 5 válvulas, 2 de ellas de 3" de diámetro y el resto de 2" de diámetro.

De acuerdo a las necesidades se ha considerado en el diseño la instalación de 5 piletas públicas, convenientemente distribuidas en la red.



# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : SANTIAGO DE CHICAS

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios		Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater. M.O.+Mat.		
<u>1. Captación</u>						
Construcción de dos cajas de captación y cámara de reunión de muros de concreto simple 1:3:6 y losa de concreto armado, 1:2:4						
1.1 Replanteo y excavación	m3.	20	40.00	.-	800.00	
1.2 Encofrado y desencofrado	p2.	260	2.00	7.00	2,340.00	
1.3 Concreto 1:2:4 para muros y fondos	m3.	4.30	96.00	470.00	2,716.80	
1.4 Concreto 1:3:6 losa del techo	m3.	0.90	192.00	300.00	442.80	
1.5 Concreto 1:4:8 para relleno	m3.	1	96.00	270.-0	366.00	
1.6 Fierro 1/4"	Kg.	40	1.30	8.00	372.00	
1.7 Enlucido con mortero 1:2 (1 cm. esp.)	m2.	15	8.00	6.50	217.50	
1.8 Excavación de zanjas de 0.50xlm. para el canal de aguas superficiales	ml.	40	8.00	.-	320.00	
1.9 Excavación, nivelación, refine y relleno de zanjas de 0.60x0.60 m.	ml.	16	12.50	.-	200.00	
1.10 Excavación, nivelación, refine y relleno de zanjas de 0.6 x lm.	ml.	19	19.00	.-	361.00	
1.11 Adquisición de tub. ø 2" Fo.Gvdo.	ml.	16	.-	58.00	928.00	
1.12 Tendido, prueba y resane tub. ø 2"	ml.	16	5.00	.-	80.00	
1.13 Adquisición de tub. 4" concreto	ml.	19	.-	12.00	228.00	
1.14 Tendido, prueba y resane tub. 4"	ml.	19	6.00	.-	114.00	
1.15 Válvula de compuerta 0/ 2"	u.	2	30.00	480.00	1,020.00	
1.16 Válvula de compuerta ø 4"	u.	2	100.00	2800.00	5,800.00	
<u>2. Línea de Conducción</u>						16,306.10
2.1 Excavación de zanjas de 0.60x0.80	ml.	898	15.00	.-	13,470.00	
2.1 Adquisición tub. 2" Eternit Cl.105	ml.	648	.-	50.30	32,594.40	
2.2 Adquisición tub. 1 1/2" Eternit Cl.105	ml.	250	.-	40.10	10,025.00	
2.3 Tendido, prueba y resane de tub.	ml.	898	5.00	.-	4,490.00	
2.4 Relleno y compactación	ml.	898	10.00	.-	8,980.00	
2.5 "U" de ventilación ø 2"	u.	1	20.00	200.00	220.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : SANTIAGO DE CHILCAS

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+Mat.		
2.6 Válvula de purga Ø 2"	u.	1	40.00	400.00	440.00	440.00	70,219.40
<u>3. Reservorio</u> Construcción de un reservorio circular apoyado de 25 M3.de capacidad de 3.60 m.de diámetro interior y 2.50 de altura de agua, con muros de 0.12 de espesor de concreto armado, fondo y losade cubierta de concreto armado 1:2:4, incluyendo una caja de válvulas.							
3.1 Replanteo y excavación	m3.	31	15.00	.-	15.00	465.00	
3.2 Encofrado y desencofrado	p2.	1550	2.00	.-	9.00	13,950.00	
3.3 Concreto 1:2:4	m3.	9.00	96.00	470.00	566.00	5,094.00	
3.4 Fierro 1/2", 3/8" y 1/4"	Kg.	695	1.30	8.00	9.30	6,463.50	
3.5 Enlucido interior con mortero 1:2 (1 cm. espesor)	m2.	31	8.00	6.50	14.50	449.50	
3.6 Transición de Eternit a Fo.Gvdo. Ø 1 1/2"							
3.7 Válvulas de compuerta 3"	u.	1	8.00	75.00	83.00	83.00	
3.8 Válvula de compuerta 1 1/2"	u.	2	45.00	825.00	870.00	1,740.00	
3.9 Válvula Flotador 1 1/2"	u.	3	25.00	300.00	325.00	975.00	
3.10 Tees de 1 1/2" x 1 1/2"	u.	1	40.00	600.00	640.00	640.00	
3.11 Tees de 3"x3"	u.	2	8.00	20.00	28.00	56.00	
3.12 Codos de 1 1/2" x 90°	u.	2	30.00	90.00	120.00	240.00	
3.13 Codos de 3" x 90°	u.	4	5.00	18.00	23.00	92.00	
3.14 Cono rebose de 3"	u.	2	25.00	75.00	100.00	200.00	
3.15 Canastilla de toma Ø 3" de bronce	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
3.16 Tub.de Fo.Gvdo. Ø 3"	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
3.17 Tub.de Fo.Gvdo. Ø 1 1/2"	ml.	8	7.50	113.00	120.50	964.00	
	ml.	9	4.00	43.00	47.00	423.00	
<u>4. Red de Distribución</u>							32,505.00
4.1 Excavación y refine zanjas 0.6x0.8 m.	ml.	752	15.00	.-	15.00	11,280.00	
4.2 Adquisición Tub.Ø 3"Eternit Cl.105	ml.	423	.-	61.00	61.00	25,803.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : SANTIAGO DE CHILCAS

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+Mat.		
4.3 Adquisición tub. $\phi$ 2" Eternit" Cl. 105	ml.	329	0.-	50.30	0.-	16,548.70	
4.4 Tendido, prueba y resane de tub. 3" y 2"	ml.	752	5.00	0.-	5.00	3,760.00	
4.5 Relleno y compactación	ml.	752	10.00	0.-	10.00	7,520.00	
4.6 Codos de 3" x 22.5°	u.	2	0.-	180.00	180.00	360.00	
4.7 Codos de 2" x 22.5°	u.	2	0.-	140.00	140.00	280.00	
4.8 Cruz de 3" x 2"	u.	3	0.-	275.00	275.00	825.00	
4.9 Cruz de 2" x 2"	u.	4	0.-	195.00	195.00	780.00	
4.10 Tee de 3" x 3"	u.	2	0.-	220.00	220.00	440.00	
4.11 Tee de 3" x 2"	u.	2	0.-	210.00	210.00	420.00	
4.12 Tee de 2" x 2"	u.	1	0.-	162.00	162.00	162.00	
4.13 Reducción de 3" x 2"	u.	1	0.-	115.00	115.00	115.00	
4.14 Tapones de 3"	u.	2	0.-	11.60	0.-	23.20	
4.15 Tapones de 2"	u.	15	0.-	9.00	9.00	135.00	
4.16 Transición de Tub. Eternit a Fo. Gvdo. $\phi$ 3"	u.	1	0.-	135.00	135.00	135.00	
4.17 Válvulas de 3"	u.	2	0.-	825.00	825.00	1,650.00	
4.18 Válvulas de 2"	u.	3	0.-	480.00	480.00	1,440.00	
4.19 Caja de válvulas	u.	5	90.00	130.00	220.00	1,100.00	
4.20 Piletas públicas, incluyendo todos sus accesorios.	u.	5	540.00	1200.00	1,740.00	8,700.00	
<b>5. Hipoclorador</b>							81,476.90
Construcción de una caseta de 2.60 x 3.95 x 2.00 de altura y adquisición e instalación del aparato.							
5.1 Ladrillos	mill.	1	0.-	500.00	500.00	500.00	
5.2 Colocación y asentado de ladrillos	mill.	1	144.00	630.00	774.00	774.00	
5.3 Tarrajeo mezcla 1:2	m2.	52	13.00	26.00	39.00	2,028.00	
5.4 Concreto 1:2:4, losa del techo	m3.	1	192.00	470.00	662.00	662.00	
5.5 Concreto 1:3:6, losa del piso	m3.	1.7	96.00	300.00	396.00	673.20	
5.6 Fierro	Kg.	70	1.30	8.00	9.30	651.00	
5.7 Puertas y Ventanas	m2.	3.10	50.00	250.00	300.00	930.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : . . . SANTIAGO DE CHILCAS

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios		Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater. M.O. + Mat.		
5.8 Adquisición de un Hipoclorador "W. and T." - Serie A-429	u.	1	.-	21.500.-	21.500.00	
5.9 Colocación del hipoclorador	u.	1	2000.-	.-	2.000.00	29,718.20
6. <u>Transporte de Materiales</u>						
6.1 Transporte de tuberías, válvulas y accesorios a Stgo. de Chilcas	Tn.	10			2,500.00	
6.2 Transporte de otros mat. a Stgo. Chilcas	Tn.	13			5,000.00	
6.3 Transporte local a pie de obra	Tn.	23			1,500.00	9,000.00
<b>RESUMEN:</b>						
1. Captación						16,306.10
2. Línea de Conducción						70,219.40
3. Reservorio						32,505.00
4. Red de Distribución						81,476.90
5. Hipoclorador						29,718.20
6. Transporte de Materiales						9,000.00
<u>Gastos Indirectos:</u>						242,225.60
Los porcentajes se consideran sobre el total de Gastos Directos a excepción del Seguro contra accidentes y Leyes Sociales, donde se considera el costo total de la mano de obra.						
A. Dirección Técnica y Administración (5%)						12,111.30
B. Almacenes, instalaciones y equipo (5%)						12,111.30
C. Utilidad del Contratista (10%)						24,222.60
D. Seguros de accidentes, Leyes Sociales (63% M.O.)						41,450.30
E. Imprevistos (5%)						12,111.30
F. Gastos de Control Técnico, inspecciones en ejecución de obras (5%)						12,111.30
<b>Total</b>					\$	356,343.70

## LOCALIDAD DE PARIACOTO

### A. Información relativa a la población:

La localidad de Pariacoto es la capital del distrito del mismo nombre, provincia de Huaraz, departamento de Ancash. Se encuentra ubicada a 1,360 metros sobre el nivel del mar, y a una distancia de 70 Kms. de la ciudad de Huaraz, y de 74 Kms. de Casma.

#### Clima:

El clima es templado, alcanzando la temperatura un máximo de 34°C y un mínimo de 12°C, con fuertes lluvias en los meses de Enero y Marzo.

#### Características Locales:

La topografía de Pariacoto es de pendiente algo fuerte, ya que desde un extremo a otro de la población hay más de 40 m. de diferencia de nivel. El terreno es conglomerado.

Las zonas de posible expansión están en las márgenes Este y Oeste de la población.

#### Características Urbanas:

La extensión urbana es de 15 Has. aproximadamente. El trazado urbano puede decirse que en su mayor parte es en damero, aunque de lados irregulares. Las construcciones son de adobe, y los techos a dos aguas con cobertura de tejas. El frente promedio de propiedad es alrededor de los 7 m. Entre los locales públicos más importantes figuran el Municipio y la Iglesia.

#### Servicios Públicos:

La localidad cuenta con dos Escuelas primarias. Existe oficina de Correos y Telégrafo.

#### Morbilidad:

Hay incidencia de enfermedades hídricas, tales como disente-

ría y parasitosis.

#### Costo de Mano de Obra y Transporte:

En la localidad, un peón cobra, de acuerdo a la Resolución Ministerial del 18 de Enero de 1965, un salario de S/48.00 al día.

El transporte de Casma a la localidad cuesta aproximadamente S/150.00 tonelada y el servicio es continuo.

Ingreso por familia: Sin considerar el autoservicio en productos alimenticios, una familia promedio vive con S/500.00 al mes.

#### B. Cálculos y Diseño del Sistema:

##### 1. Estudio de Población.

Según los datos conocidos:

Censo Nacional de 1940	110 habitantes
Censo Nacional de 1961	564 habitantes

Se tomará como población de diseño para un período de 20 años, aproximadamente el 200% de la población del censo de 1961.

Población de Diseño = 1,000 habitantes

##### 2. Dotación, Variaciones de Consumo diarias y horarias.

Considerando que la población es del tipo rural y de acuerdo a sus diversas características, se considerará en este proyecto una dotación de 100 lt. por persona y por día, con la que se cubrirá ampliamente las necesidades locales.

De acuerdo a esta dotación y a la población de diseño obtengo los gastos de diseño en el Nomograma N°.1.

Población de Diseño = 1,000 Hab. Dot. = 100 lpcd.

gasto promedio diario	1.2	lps.
gasto máximo diario	1.45	lps. (120%)
gasto máximo horario	4.8	lps. (400%)

### 3. Estudio y selección de fuentes de abastecimiento.

Se ha seleccionado como fuente de abastecimiento un canal derivado del río Casma, en el lugar denominado Rurán-Pampa, por ser la única fuente que puede servir por gravedad a la población, por encontrarse en una zona cercana a ella, por que su caudal abastece con exceso la máxima demanda futura y sus características físicas y químicas están dentro de los límites permisibles.

Gasto en época de estiaje = 5 lps.

Calidad química del agua:

Alcalinidad	=	114	ppm. como $\text{Ca CO}_3$ .
Dureza	=	256	ppm. como $\text{Ca CO}_3$ .
pH	=	7.8	
$\text{CO}_2$	=	1.5	ppm. como $\text{CO}_2$ .

Siendo las aguas captadas superficiales, expuestas a contaminación, el agua será sometida a tratamiento por medio de una planta de filtros lentos, la cual será diseñada más adelante.

### 4. Levantamiento topográfico.

Se presenta un levantamiento topográfico con curvas de nivel cada 5 m., que comprende las zonas donde estará instalado el sistema, el que incluye captación, planta de tratamiento, línea de conducción, reservorio y red de distribución.

### 5. Diseño del Sistema.

#### Obras Proyectadas

#### A. Captación:

La toma se ubicará en la cota 949 y consistirá en lo siguiente:

- a) Encausamiento del canal en una longitud de 2 metros.
- b) Dos cajas rectangulares. La primera de 0.5 x 1.30 m. y 0.70 m. de profundidad. En esta caja se colocará un vertedero triangular de 90° calculado para proporcionar el gasto máximo diario  $Q = 1.45$  lps. En la fórmula de vertedero triangular cuando  $\alpha = 90^\circ$  resulta  $Q = 1.4 H^{5/2}$ , luego para  $Q = 1.45$  lps. corresponde  $H = 6.4$  cm., aproximando  $H = 7$  cm.

La segunda caja será de 0.40 x 1.20 x 0.70 m. de profundidad, estará separada de la primera cámara por un muro que servirá de aliviadero y de ella saldrá un tubería de desagüe de concreto simple de 4" de diámetro, la cual irá a descargar en el canal aguas abajo.

- c) Tubería de toma.

Conducción de la toma a la Planta de Tratamiento.

Distancia = 24.50 m.

Dif. de cota = 948.55 - 947.80 = 0.75 m.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.45$  lps. se tiene:

$\phi$  1 1/2" S ‰ = 57 ‰ hf = 0.057x24.50 = 1.40 m.

$\phi$  2" S ‰ = 13.5 ‰ hf = 0.0135x24.50 = 0.33 m.

Como se aprecia la pérdida de carga en la tub. de  $\phi$  1 1/2" es excesiva, luego en este tramo se usará tubería de  $\phi$  2".

## B. Planta de Tratamiento

- a) Tanque Sedimentador.

Con el objeto de separar las partículas susceptibles de sedimentar por acción de la gravedad en un tiempo más o menos corto, se diseñará un tanque sedimentador calculado con el gasto máximo diario.

En el libro "Guides to the Design of Water Treatment Plants"



por Charles R. Cox, se recomienda para una sedimentación sin floculación y que el efluente pase por un filtro lento, un período de retención de 12 horas o más.

Se tomará un período de retención de 6 horas por razón de que en la actualidad el sedimentador funcionará con el 50 % del gasto de diseño aproximadamente, luego el período de retención será el doble y posiblemente algo mayor, esto debido a que el número inicial de conexiones domiciliarias será bajo.

En el futuro con la población de diseño siempre el período de retención será mayor que el de diseño (6 horas) debido a que difícilmente se llegará a tener 100 % de conexiones domiciliarias.

La velocidad de flujo ha sido extraída del Texto de Ingeniería Sanitaria del autor J. Cosculluela y es de  $V = 0.07$  mt/minuto.

El gasto es el máximo diario de diseño:

$$Q = 1.46 \text{ lps.}$$

Diseño:

Período de retención	=	6 horas
Velocidad de flujo	=	$0.07 \text{ mt/min.} = 0.00116 \text{ mt/seg.}$
Gasto	=	1.45 lps.

Volumen del Sedimentador:

$$V = 1.45 \times 60 \times 60 \times 6 = 31.32 \text{ M}^3.$$

Asumiendo la altura del sedimentador como de 1 m. y el largo igual a 3 veces el ancho se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= 3a \times a \times 1 = 31.32 \text{ M}^3. \\ 3a \times a &= 31.32 \quad \frac{31.32}{3} = a^2 \quad a = 3.20 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$L = 3 \times 3.20 = 9.60 \text{ m.}$$

Asumiendo que el volumen sea  $31.5 \text{ M}^3$ , la altura 1 m. y el ancho 3.50, se tiene:

$$31.5 = 1 \times 3.50 \times L$$

$$L = \frac{31.50}{3.50} = 9 \text{ m.}$$

Luego las dimensiones del tanque serán:

$$\text{Largo} = 9 \text{ m.} \quad \text{ancho} = 3.50 \quad \text{altura útil} = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = 9 \times 3.50 \times 1 = 31.5 \text{ m}^3, \text{ que es semejante a } 31.32 \text{ M}^3.$$

La velocidad de flujo será:

$$\text{Velocidad} = \frac{\text{Gasto}}{\text{Area}} = \frac{0.00145 \text{ m}^3/\text{s}}{3.5 \text{ m}^2} = 0.000416 \text{ m/seg.}$$

$V = 0.000416 \times 60 \text{ m/min.} = 0.025 \text{ m/min.}$  que es menor que la velocidad máxima permisible de  $0.07 \text{ m/min.}$

Se considerará como volumen de lados, el 20% de la capacidad del tanque, para lo cual bastará aumentar la altura a 1.20 m.

En el fondo longitudinalmente, se hará una canaleta de 30 cm. de ancho con 2% de pendiente hacia la descarga.

El fondo tiene un talud de 1% hacia el centro (canaleta) desde sus 4 costados, lo que permite que al hacerse la limpieza, el arrastre hidráulico se lleve los sedimentos y la limpieza sea completa.

El sedimentador tendrá 1.20 m. de profundidad y 1.40 m. en la entrada de acuerdo a la pendiente. La altura libre será de 30 cm.

Válvula de drenaje:

$$\text{Volumen total} = 120\% \times 31.5 = 37.80 \text{ M}^3.$$

Carga promedio del tanque  $\frac{1.20 + 1.40}{2} = 1.30$  m.

Asumiendo que en el momento de la limpieza la carga tenga un 25% de pérdidas

$$h' = 0.75 \times 1.30 = 0.975 \text{ m.}$$

Velocidad en las válvulas:  $V = c \sqrt{2gh} = 0.6 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.975}$

$$V = 4.37 \times 0.6 = 2.62 \text{ m/s.}$$

Asumiendo que el tiempo de vaciado del tanque sea de 30' se tiene:

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{tiempo}} = \frac{37.30}{30 \times 60} = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del área necesaria:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.021}{2.62} = 0.008 \text{ m}^2.$$

$$A = 80 \text{ cm}^2 = 12.4 \text{ pulg}^2.$$

Diámetro de la válvula = 4". Para la limpieza se instalará una tubería de 4" en el fondo, provista de una válvula de compuerta que permitirá descargar el tanque. Para el sistema de desagües, el cálculo con  $Q = 21$  lps. dió como resultado tubería de  $\phi$  6".

Cálculo del canal distribuidor de agua en la entrada.

$$Q = 1.45 \text{ lps.} = 0.00145 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$V = 0.1 \text{ m/s. (asumida)}$$

$$\text{Area de pasaje} = \frac{0.00145}{0.1} = 0.0145 \text{ m}^2.$$

Canal de sección  $h = 0.15$  m. ancho = 0.096, aproximando  
ancho = 0.10 m.

El efluente será recogido por una canaleta similar a la de entrada y por tubería de 2" será conducida a los filtros.

Se instalará un by-pass con tubería de 2" de diámetro, para que con un sistema de válvulas, en un caso dado se puedan usar cualquiera de las estructuras en forma combinada o independiente, a criterio del operador.

b) Filtros Lentos.

El efluente de los tanques sedimentadores pasará a una unidad doble de filtración calculada cada una para la mitad del gasto máximo diario de diseño.

Las velocidades de filtración recomendadas son:

3 - 6 mgad (Water Treatment Plant Design - ASCE).

2.5 - 7.5 mgad (Water Supply Engineering - H.Babbitt y J. Donald)

2 - 10 mgad (Design - E. Seelye)

Por tener el agua a filtrarse solamente sedimentación previa, se tomará una baja velocidad de filtración.

$$\begin{aligned}\text{Velocidad de filtración} &= 4 \text{ mgad} = 4 \times 0.94 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día.} \\ &= 3.76 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día.}\end{aligned}$$

Area total filtrante:

$$A_t = \frac{\text{Gasto total diario}}{\text{Veloc.de filtrac.}} = \frac{1.45 \times 86,400}{1000 \times 3.76} = 33.32 \text{ m}^2$$

Area de cada filtro:

$$A = \frac{33.32}{2} = 16.66 \text{ m}^2, \text{ aproximando } A = 16.80 \text{ m}^2.$$

Dimensiones de cada filtro: 2.80 ancho x 6 m. de largo

Dispositivo de entrada:

El agua ingresará a los filtros por una canaleta de 10 cm. de ancho y 15 cm. de profundidad, la que tendrá 2 ventanas de 4 x 9 cm. en cada filtro a una altura de 1 m. sobre el medio filtrante.

$$Q = \frac{1.45}{2} \text{ lts/seg.} \quad V = 0.1 \text{ m/s.} \quad \text{Area} = \frac{0.725 \times 10^4}{0.1 \times 10^3} = 72.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de cada ventana} = \frac{72.5}{2} = 36.25 \text{ cm}^2.$$

Dimensiones: 9 cm. x 4 cm.

Para el diseño del medio filtrante, el sistema de apoyo de éste y el sistema de colección de agua filtrada, se tomarán las especificaciones de "Design" - E. Seelye.

#### Medio Filtrante:

Estará formado por una capa de arena de 1 m. de espesor, de las siguientes características:

Tamaño Efectivo = 0.25 - 0.35 mm.

Coefficiente uniformidad = 1.50 - 3.00

De preferencia, la arena debe ser de origen silicoso y se debe colocar perfectamente limpia y compactada.

#### Sistema de apoyo del medio filtrante:

Estará formado por una capa de grava de 30 cm. de espesor sobre el sistema de drenaje, clasificada en la siguiente forma:

15 cm. con tamaño de 20 mm.

10 cm. con tamaño de 8 mm.

5 cm. con tamaño de 3 mm. a 2 mm.

#### Sistema de colección del Agua filtrada:

De acuerdo al gráfico "Tubos de Desagüe en los Filtros Lentos de Arena" el sistema constará de 4 drenes laterales, en cada filtro, formados por tubería de 2" de diámetro, con perforaciones de  $\frac{1}{4}$ " cada 30 cm. Los extremos taponados estarán a 30 cm. de las paredes. El espaciamiento entre los drenes será de 1.20 m.

Los drenes laterales se emplamarán a un colector general central, en cada filtro, de 4" de diámetro.

Dispositivo de salida del agua filtrada:

Uno de los dispositivos más importantes del filtro es la "boca de salida" que es un diseño tomado de los textos "Water Supply Engineering" por H.Babbitt y J. Doland y "Abastecimiento de Agua en las Zonas Rurales" de la OMS.

Este dispositivo que puede verse en el plano N°. 2 , de a acuerdo a su diseño, funciona de tal manera que el gasto de agua filtrada es constante de acuerdo a la calibración que se le haya dado y evita que se produzcan presiones negativas y averías en el filtro. El funcionamiento se interrumpirá cuando la resistencia debida a la obstrucción en la arena sea igual a la altura total del agua contenida en el filtro; esto debe evitarse limpiando el filtro antes de que se interrumpa la filtración.

Este dispositivo está compuesto principalmente por una tubería sumergida que pende de un flotador y a carga constante saldrá por ella un gasto constante. Esta tubería se desliza dentro de la tubería de conducción del agua filtrada.

La tubería accionada por el flotador debe hacerse de un material liviano y de un diámetro tal, que permita su libre desplazamiento dentro de la tubería de conducción del agua.

Limpieza de los filtros:

Cuando los filtros lleguen al final de su carrera, se hará la limpieza correspondiente, quitando una capa de arena de 5 cm. en toda la superficie.

Esta limpieza se podrá ejecutar hasta que el medio filtrante llegue a 0.60 m., es decir, se podrán efectuar 8 limpiezas antes de reponer la arena a su nivel original, con material de las mismas características.

#### Aliviaderos:

Cada filtro tendrá un aliviadero de  $\phi$  2" a 1.05 m. del medio filtrante, los que irán conectados al sistema de desagüe.

Estos aliviaderos impedirán que por cualquier motivo el agua rebalse de los filtros.

#### Caseta de Válvulas:

Se construirá una caseta de válvulas de 3.25 m. de altura, 1.50 m. de ancho y 4.30 m. de largo dividida en 3 partes por dos muros, formando dos cámaras húmedas laterales, en las que descargará el agua filtrada.

En estas cámaras se instalarán los sistemas de control de salida de agua filtrada

La cámara central será la cámara de válvulas propiamente dicha. En esta cámara se instalarán, según diseño, las tuberías de rebose (aliviaderos), desagüe y la de salida al reservorio.

Tanto las cámaras húmedas como la cámara de válvulas, tendrán buzones de entrada y escalines de  $3/4$ " cada 30 cm. para el ingreso al interior.

#### C. Línea de Conducción.

Se calculará la línea de conducción entre la Planta de Tratamiento y el hipoclorador, que está muy próximo al Reservorio en razón de que éste, como se verá más adelante, necesita para funcionar eficientemente 10 lb/#2 ó 7.03 m. de carga.

Longitud del tramo = 84 m.

Gasto máximo diario = 1.45 lps.

Cota boca tubería en cámara húmeda = 945.95 m.

Cota hipoclorador = 937.00 m.

$$\text{Dif. de Cota} = 945.95 - 937 = 8.95 \text{ m.}$$

Como se necesitan 10 lb/#2 para que el hipoclorador funcione eficientemente se tiene para perder:

$$8.95 - 7.03 = 1.92 \text{ m.}$$

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.45$  lps. se tiene:

$$\phi 1\frac{1}{2}'' \quad S \text{ ‰} = 57 \text{ ‰} \quad H_f = 84 \times 0.057 = 4.80 \text{ m.}$$

$$\phi 2'' \quad S \text{ ‰} = 13.5 \text{ ‰} \quad H_f = 84 \times 0.013 = 1.09 \text{ m.}$$

Como se aprecia la pérdida de carga en la tubería  $\phi 1\frac{1}{2}''$  es excesiva, luego se usará en este tramo tubería de  $\phi 2''$ .

Del hipoclorador a la cota de entrada de agua al reservorio habrán 3 m. de diferencia de nivel y en este tramo que es de 33 m. de longitud se usará también tubería de  $\phi 2''$

#### D. Reservorio.

Con el objeto de regular el abastecimiento en las horas de máximo consumo, se diseñará un reservorio con una capacidad igual al 30% del consumo diario.

$$\text{Consumo diario: } 1000 \text{ Hab.} \times 100 \text{ lpcd.} = 100,000 \text{ lt.} = 100 \text{ M}^3$$

$$\text{Volumen Reservorio} = 100 \times 0.3 = 30 \text{ M}^3.$$

El reservorio será apoyado, de sección rectangular y tendrá las siguientes medidas interiores:

3.90 x 3.90 x 2.00 mts. de altura efectiva, e irá semi-enterrado; la excavación tendrá una profundidad promedio de un metro debiendo nivelarse el fondo.

El fondo estará a una cota aproximada de 932.00 m. Entre el nivel de agua y la cubierta habrá una altura libre de 0.30 m.

En el diseño se ha considerado la instalación de una tubería de entrada de 2" de diámetro, una tubería de control de nivel estático de  $\phi 2''$ , una tubería de salida de  $\phi 3''$  provista



de una canastilla de toma, una tubería de limpia en el fondo y una tubería de rebose empalmado a la tubería de limpia, ambas de  $\phi$  3".

Se formará un by-pass empalmado la tubería de entrada con la de salida, con una válvula de interrupción intermedia.

Todas las tuberías serán de fierro galvanizado y se pintarán con pintura anticorrosiva y la unión de éstos será rosca o por brida.

Se ha diseñado una caseta de válvulas de 2.00 de altura 1.50 m.x 1.50 m. en el fondo y 1.50 m.x 2.00 m. en la parte superior en la cual se instalarán las válvulas para el manejo del reservorio tal como se muestra en el plano N°.3 . Tiene un buzón de entrada de 0.60 x 0.60 m. y escalines de  $\phi$  3/4" cada 0.30 m. Las válvulas serán del tipo compuerta, con disco y asiento de bronce.

El fondo del reservorio hacia el punto de salida tendrá una pendiente de 1 %.

El reservorio tendrá un buzón de entrada de 0.60 x 0.60 m. con escalines  $\phi$  3/4" cada 30 cm. y estará provisto de un tubo de ventilación de fierro galvanizado de 3" de diámetro con doble codo de 90° y malla de alambre en su extremo libre.

Tiempo de vaciado del reservorio con la tubería de limpia:

Con la fórmula:

$$t = \frac{2 \text{ Volumen}}{Q \text{ inicial}} \quad \text{y con los siguientes datos:}$$

$$H \text{ inicial} = 2 \text{ m.}$$

$$\phi \text{ tubería de salida} = 3"$$

El tiempo de vaciado resulta de 42 minutos.

### E. Hipoclorador.

Se ha considerado en el diseño, la instalación de un hipoclorador igual o similar al Hipoclorador Automático de la Cía. "Wallace and Tiernan" - Serie A-429.

Para asegurar el funcionamiento eficiente del hipoclorador se necesita una presión no menor de 10 lb/#2 ó de 7.03 m. Para crear esta carga habrá que estrangular la válvula que hay en la tubería de salida del Hipoclorador.

Para la protección del hipoclorador y el almacenamiento de hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo, 2.60 m. de ancho y 2.00 m. de altura, la cual estará ubicada a 35 m. aproximadamente del reservorio.

### F. Red de Distribución.

Cálculo de la tubería desde el reservorio hasta el punto de entrada al pueblo (Punto A):

$$\text{Distancia} = 223 \text{ m.}$$

$$\text{Cota del Punto A} = 900 \text{ m.}$$

$$\text{Cota salida del reservorio} = 932.00 \text{ m.}$$

$$\text{Gasto máximo horario} = 4.8 \text{ lps.}$$

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 4.8 \text{ lps.}$  y  $\phi 3''$  resulta:  $S = 16.5 \%$ , luego,

$$H_f = 0.0165 \times 223 = 3.70 \text{ m.}$$

Carga al Punto A:

$$h = 932 - (900 + 3.70) = 28.30 \text{ m.}$$

De acuerdo a las necesidades de la población y a la tabla de tuberías equivalentes se ha diseñado la red con tubería de  $\phi 3''$ .

Se calcularon las presiones en los puntos notables de la red:

Punto M: Punto medio.

Punto B: Punto de mayor cota en la red.

Punto C: Punto de menor cota en la red.

Cálculo de la carga en el Punto M:

Distancia al Punto M = 153.

Cota de Punto M = 896 m.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 4.8$  lps. y  $\phi = 3''$ , resulta  $S = 16.5 \%$ , luego:

$$H_f = 0.0165 \times 153 = 0.90 \text{ m.}$$

Carga en el Punto M:  $(900+28.30) - (896+0.90) = 3140 \text{ m.}$

Asumiendo que en el punto M el gasto se reparte de la siguiente manera:  $1/3$  a la zona alta y  $2/3$  a la zona baja.

Cálculo de la carga al Punto B:

Cota Punto B: = 913.50 m.

Longitud del tramo = 227 m.

$$Q = \frac{4.8}{3} = 1.6 \text{ lps.}$$

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.6$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta  $S = 2.3 \%$ , luego:

$$h_f = 0.0023 \times 227 = 0.52 \text{ m.}$$

Carga en el Punto B:  $(896+31.40) - (913.50+0.52) = 13.38 \text{ m.}$   
aproximadamente carga = 13.40 m.

Carga en el punto más bajo de la red (Punto C):

Cota Punto C = 866 m.

Distancia desde el Punto M: 511 m.

Asumiendo que los primeros 260 m. la tubería conducirá 3.2 l.p.s. en el Nomograma de H. y W. para  $Q = 3.2$  y  $\phi 3''$ , resulta  $S = 7.6\%$ , luego:

$$H_f = 0.0076 \times 260 = 1.98 \text{ m.}$$

En los 251 restantes la tubería conducirá 1.6 lps., en el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.6$  lps. y  $\phi = 3''$  resulta:  
 $S = 2.2 \%$ , luego:

$$H_f' = 0.0022 \times 251 = 0.55 \text{ m.}$$

Carga en el Punto C:

$$h = (896 + 31.40) - (866 + 1.98 + 0.55) = 58.87 \text{ m.}$$

aproximando, carga = 58.90 m.

Esta carga se considera excesiva en la red; la solución sería la instalación de una válvula reductora de presión éstas son excesivamente caras.

Distribución de válvulas y piletas públicas.

De acuerdo a las especificaciones, se ha considerado en el diseño de la red de distribución la instalación de 6 válvulas, 4 de ellas de 3" de diámetro y el resto de 2" de diámetro.

De acuerdo a las necesidades se ha considerado en el diseño la instalación de 6 piletas públicas, convenientemente distribuídas en la red.

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : ... PARIACOTO .....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M. O. + Mat.		
<b>1. Captación</b>							
1.1 Replanteo y excavación, incluyendo obras de desviación del canal actual, para trabajos en seco	m3.	5	19.20	.-	19.20	96.00	
1.2 Encofrado y desencofrado	p2.	170	2.00	2.20	4.20	714.00	
1.3 Concreto 1:2:4	m3.	1.5	96.00	410.00	506.00	759.00	
1.4 Fierro 1/4"	Kg.	20	1.30	8.00	9.30	186.00	
1.5 Enlucido con mortero 1:2 (1 cm.esp)	m2.	8	13.00	6.50	19.50	156.00	
1.6 Excavación zanjas de 0.60x0.80 cm.	ml.	39	15.00	.-	15.00	585.00	
1.7 Adquisición tub.Eternit de 2" Cl.105	ml.	22	.-	58.00	58.00	1,276.00	
1.8 Tendido, prueba y resane tub.ø 2"	ml.	22	5.50	.-	5.50	121.00	
1.9 Telleno y compactación	ml.	39	4.50	.-	4.50	175.50	
1.10 Canastilla de toma de 2"	u.	1	15.00	200.00	215.00	215.00	
1.11 Adquisición tub.4" concreto simple	ml.	17	.-	12.00	12.00	204.00	
1.12 Tendido, prueba y resane tub.4" de concreto	ml.	17	7.00	.-	7.00	119.00	4,606.50
<b>2. Planta de Tratamiento</b>							
<b>Tanque Sedimentador</b>							
Construcción de un tanque sedimentador de 9.00 m.x 3.50 m.de sección, con muros de 0.3 m.de espesor,de concreto 1:3:6; con refuerzo de fierro y fondo de espesor variable,de concreto 1:2:4 armado.	m3.	38	19.20	.-	19.20	729.60	
2.1 Replanteo y excavación	p2.	1300	2.00	2.20	4.20	5,460.00	
2.2 Encofrado y desencofrado	m3.	7.9	100.00	410.00	510.00	4,029.00	
2.3 Concreto 1:2:4 para el fondo	m3.	12.40	150.00	240.00	390.00	4,836.00	
2.4 Concreto 1:3:6 para muros con 30% de piedra	Kg.	255	1.30	8.00	9.30	2,371.50	
2.5 Fierro 1/4"	m2.	71	13.00	6.50	19.50	1,384.50	
2.6 Enlucido con mortero 1:2 (1 cm.esp)							

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : PARIACOTO

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+Mat.		
2.7 Transiciones de tub.Eternit a Fo. Gvdo. $\phi$ 2"	u.	1	8.00	85.00	90.00	90.00	
2.8 Tuberia de Fo.Gvdo. $\phi$ 2"	ml.	40	5.00	58.00	63.00	2,520.00	
2.9 Excavación de zanjas de 0.60x1.00 de profundidad promedio	ml.	30	15.00	0.00	15.00	450.00	
2.10 Tubería de concreto de $\phi$ 6"	ml.	30	0.00	14.00	14.00	420.00	
2.11 Tendido,prueba y resane de tub.de concreto $\phi$ 6"	ml.	30	9.00	0.00	9.00	270.00	
2.12 Relleno y compactación	ml.	30	7.00	0.00	7.00	210.00	
2.13 Válvulas de compuerta de $\phi$ 2"	u.	4	35.00	480.00	515.00	2,060.00	
2.14 Tub.de concreto de $\phi$ 4"	ml.	1	5.00	12.00	17.00	17.00	
2.15 Válvula de compuerta Fo.Fdo. $\phi$ 4"	u.	1	100.00	2800.00	2,900.00	2,900.00	
2.16 Tees de Fo.Gvdo.de $\phi$ 2"	u.	3	0.00	58.00	58.00	174.00	
2.17 Codos de Fo.Gvdo.de $\phi$ 2" x 90°	u.	3	3.00	30.00	33.00	99.00	
2.18 Caja de desagüe	u.	1	120.00	180.00	300.00	300.00	
2.19 Cajas para válvulas	u.	1	90.00	130.00	220.00	220.00	
2.20 Buzones de desagüe de 1.20 m. de diámetro y 1.30 profundidad promedio	u.	1	300.00	900.00	1,200.00	1,200.00	
<b>3. Filtros Lentos</b>							29,740.60
Construcción de una unidad doble de filtros, de 6m.x 6.10x 2.95m.de profundidad, con muros perimetrales de sección trapezoidal,de concreto ciclópeo 1:3:6 con 30% de piedra grande y refuerzo de fierro,con fondo de concreto armado.	m3.	130	19.20	0.00	19.20	2,496.00	
3.1 Replanteo y excavación	p2.	2700	2.00	2.20	4.20	11,340.00	
3.2 Encofrado y desencofrado	m3.	26.7	100.00	410.00	510.00	13,617.00	
3.3 Concreto 1:2:4 para el fondo	m3.	55	150.00	240.00	390.00	21,450.00	
3.4 Concreto 1:3:6 con 30% piedra grande para muros	m3.	1.5	100.00	300.00	400.00	600.00	
3.5 Concreto simple 1:3:6 para fondo de cajas de válvulas	m3.						

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : ... PARIACOTO .....

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+ Mat.		
3.6 Concreto simple 1:3:6 p.muros caja válvulas	m <sup>3</sup> .	7.5	150.00	300.00	450.00	4,050.00	
3.7 Concreto 1:2:4 p.losa de cubierta caja de válvulas, incluyendo tapa de inspección	m <sup>3</sup> .	1.5	200	410.00	610.00	915.00	
3.8 Fierro 1/4"	Kg.	60	1.30	8.00	9.30	558.00	
3.9 Fierro 3/8"	Kg.	1200	1.30	8.00	9.30	11,160.00	
3.10 Enlucido interior de las paredes de filtros con mortero 1:2 (1 cm esp)	m <sup>2</sup> .	103	13.00	6.50	19.50	2,008.50	
3.11 Acabado del fondo de filtros, con mortero 1:5 para dar la pendiente	m <sup>2</sup> .	34	25.00	15.00	40.00	1,360.00	
3.12 Enlucido interior de cámara de válvulas con mortero 1:2 (1cm. esp.)	m <sup>2</sup> .	73	13.00	6.50	19.50	1,423.50	
3.13 Medio filtrante arena clasificada, con TE=0.35-.35 y c.u.=1.5 - 3	m <sup>3</sup> .	33.5	33.00	50.00	83.00	2,780.50	
3.14 Grava clasificada para apoyo del medio filtrante	m <sup>3</sup> .	13.5	33.00	50.00	83.00	1,120.50	
3.15 Tubería de 2"Eternit Cl.105 con perforaciones de 1/4" cada 3 cm. para drenes laterales.	m <sup>l</sup> .	18	15.00	55.00	70.00	1,260.00	
3.16 Tub.de 4" Cl.75 colectores princip.	m <sup>l</sup> .	6.70	15.00	70.00	85.00	569.50	
3.17 Tub.Fo.Gvdo.de 2" para rebose, y salida.	m <sup>l</sup> .	6.60	.-	58.00	58.00	382.80	
3.18 Tub.Fo.Gvdo.de 4" para limpia	m <sup>l</sup> .	9	.-	160.00	160.00	1,440.00	
3.19 Tees de 2" x 2" de Fo.Gvdo.	u.	1	3.00	26.00	29.00	29.00	
3.20 Codos de ø 2"x90° de Fo.Gvdo.	u.	4	3.00	30.00	33.00	132.00	
3.21 Reducciones de 4"x2" de Fo.Gvdo	u.	1	15.00	91.00	106.00	106.00	
3.22 Cruz de 4" x 4" de Fo.Gdo.	u.	1	20.00	160.00	180.00	180.00	
3.23 Válvulas de compuerta de 2"	u.	2	40.00	480.00	560.00	1,120.00	
3.24 Válvulas de compuerta de 4"	u.	2	100.00	2800.00	2,900.00	5,800.00	
3.25 Sistema especial para control de salida de agua del filtro, incluyendo flotador y tub.deslizante	u.	2	100.00	500.00	600.00	1,200.00	
3.26 Excavación zanjas de 0.60m.y 1.00 de profundidad promedio.	m <sup>l</sup> .	14	15.00	.-	15.00	210.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : PARIACOTO.....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+Mat.		
3.27 Tuberfa de Concreto de 6"	ml.	14	.-	12.00	12.00	168.00	
3.28 Tendido, prueba y resane de tuberfa de concreto de 6"	ml.	14	9.00	.-	9.00	126.00	
3.29 Relleno y compactación	ml.	14	7.00	.-	7.00	98.00	
3.30 Buzón de desagüe de 1.20 m.de diámetro y 1.60 m.de profundidad	u.	1	300.00	950.00	1,250.00	1,250.00	88,950.30
<u>4. Línea de Conducción</u>							
4.1 Excavación de zanjas de 0.6x0.8 m. terreno pedregoso	ml.	117	15.00	.-	15.00	1,755.00	
4.2 Adquisición de Tub.Eternit 2"Cl.105	ml.	117	.-	50.30	50.30	5,885.10	
4.3 Tendido, prueba y resane tub.ø 2"	ml.	117	9.00	.-	9.00	1,053.00	
4.4 Telleno y compactación	ml.	117	7.00	.-	7.00	819.00	
<u>5. Reservorio</u>							9,512.10
Construcción de un reservorio de 30 m <sup>3</sup> de capacidad de 3.90x3.90 y 2.30 m.de altura, con muros de concreto ciclópeo y cubierta de concreto armado.	m <sup>3</sup> .	55	19.20	.-	19.20	1,056.00	
5.1 Replanteo y excavación	p2.	2000	2.00	2.20	4.20	8,400.00	
5.2 Encofrado y desencofrado	m <sup>3</sup> .	10	100.00	410.00	510.00	5,100.00	
5.3 Concreto 1:2:4 para el fondo	m <sup>3</sup> .	23.4	150.00	240.00	390.00	9,126.00	
5.4 Concreto 1:3:6 con 30% de piedra grande para muros	m <sup>3</sup> .	3.1	150.00	410.00	560.00	1,736.00	
5.5 Concreto 1:2:4 para losa de cubierta y cubierta caja de válvulas	m <sup>3</sup> .	0.7	100.00	300.00	400.00	280.00	
5.6 Concreto simple 1:3:6 para fondo de caseta de válvulas	m <sup>3</sup> .	1.5	150.00	300.00	450.00	675.00	
5.7 Concreto simple 1:3:6 para muros de caja de válvulas	Kg.	300	1.30	8.00	9.30	2,790.00	
5.8 Fierro 1/4" y 3/8"							
5.9 Enlucido interior, mortero 1:2 (1							



# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : PARIACOTO

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
cm.de Esp.)incluyendo caja válv. Transición de Eternit a Fo.Gvdo. Ø 2"	m2.	62	13.00	6.50	19.50	1,209.00	
5.11 Válvulas de compuerta de 3"	u.	1	8.00	85.00	93.00	93.00	
5.12 Válvulas de compuerta de 2"	u.	2	50.00	825.00	875.00	1,750.00	
5.13 Codos de 90°x2" Fo.Gvdo.	u.	3	40.00	480.00	520.00	1,560.00	
5.14 Tees de 3x3 Fo.Gvdo.	u.	4	3.00	29.50	32.50	130.00	
5.15 Tee de 2" x2" Fo.Gvdo.	u.	1	10.00	86.00	96.00	96.00	
5.16 Reducción de 3" x 2" Fo.Gvdo.	u.	2	3.00	26.00	29.00	58.00	
5.17 Tubería de Ø 3" Fo.Gvdo.	u.	1	7.50	115.00	122.50	122.50	
5.18 Tubería de Ø 2" Fo.Gvdo.	ml.	7	7.50	113.00	120.50	843.50	
5.19 Válvula de Flotador Ø 2"	ml.	7	5.00	58.00	63.00	441.00	
5.20 Cono de rebose Ø 3"	u.	1	50.00	800.00	850.00	850.00	
5.21 Canastilla de toma de bronce Ø 3"	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
<b>6. Red de Distribución</b>							36,985.50
6.1 Excavación y refino zanjas de 0.6 x 0.8 m.	ml.	1529	15.00	--	15.00	22,935.00	
6.2 Adquisición de Tub.de Ø3"Eternit Cl.105	ml.	1289	--	61.00	61.00	78,629.00	
6.3 Adquisición Tub.de Ø 2" Eternit Cl.105	ml.	240	--	50.30	50.30	12,072.00	
6.4 Tendido, prueba y resane tub.3" y 2"	ml.	1529	5.50	--	5.50	8,409.50	
6.5 Relleno y compactación	ml.	1529	4.50	--	4.50	6,880.50	
6.6 Válvulas de compuerta de 3"	u.	4	--	825.00	825.00	3,300.00	
6.7 Válvulas de compuerta de 2"	u.	2	--	480.00	480.00	960.00	
6.8 Cruces de 3x3"	u.	2	--	300.00	300.00	600.00	
6.9 Cruces de 3" x 2"	u.	5	--	275.00	275.00	1,375.00	
6.10 Codo de 90° de Ø 3"	u.	1	--	180.00	180.00	180.00	
6.11 Tees de 3" x 3"	u.	5	--	220.00	220.00	1,100.00	
6.12 Transición Tub.Eternit Fo.Gvdo.Ø 3"	u.	1	--	135.00	135.00	135.00	
6.13 Tapones de 3"	u.	9	--	11.60	11.60	104.40	
6.14 Tapones de 2"	u.	11	--	9.00	9.00	99.00	
6.15 Cajas para válvulas	u.	7	90.00	130.00	120.00	840.00	



# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : PARIACOTO

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios		Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater. M.O. + Mat.		
<b>Vienen:</b>						
<b>Gastos Indirectos:</b> Los porcentajes se consideran sobre el total de Gastos Directos a excepción del Seguro contra accidentes y Leyes Sociales, donde se considera el costo total de la mano de obra.					Total Gastos Directos: \$/ 364,243.60	
A. Dirección Técnica y Administración (5%)				-	18,212.20	
B. Almacenes, instalaciones y Equipos (5%)				-	18,212.20	
C. Utilidad del Contratista (10%)				-	36,424.40	
d. Seguros de accidentados, Leyes Sociales (63% M.de O.)				-	63,219.90	
E. Imprevistos (5%)				-	18,212.20	
F. Gastos de Control Técnico, inspecciones en ejecución de obras (5%)				-	18,212.20	172,493.10
					<b>Total: \$/</b>	<b>536,736.70</b>

## LOCALIDAD DE TARICA

### A. Información relativa a la población:

La localidad de Taricá es la capital del distrito del mismo nombre, provincia de Huaraz, departamento de Ancash. Se encuentra ubicada a 2,888 metros sobre el nivel del mar y aproximadamente a una distancia de 20 Kms. de la ciudad de Huaraz.

#### Clima:

El clima es templado, con lluvias en los meses de Setiembre y Abril.

#### Ocupación de los habitantes:

Los pobladores de la zona se dedican a la agricultura y ganadería. En menor escala a la alfarería.

Como promedio, se puede decir que el ingreso mensual por familia es de S/450.00.

#### Características locales:

La topografía en Taricá es dependiente algo fuerte en su mayor parte, notándose una gradiente más pronunciada en el barrio ubicado cerca a la carretera. El terreno es conglomerado.

La zona de posible expansión está ubicada en la parte baja de la población, al Sur - Este de la Plaza.

#### Características Urbanas:

La extensión urbana es de 4 Has. aproximadamente. El trazado urbano es muy simple, una Plaza central de forma irregular y dos calles principales existiendo manzanas de variadas dimensiones y algo irregulares. Las construcciones son en su totalidad de adobe y los techos a dos aguas con cobertura de tejas. En lo referente a la altura de las edificaciones más del 50% de casa son de dos pisos, el resto son de un piso. El frente promedio de propiedad oscila alrededor de 10 m. Entre los locales públicos

más importantes tenemos el Municipio, la Iglesia y la Posta Médica.

#### Servicios Públicos:

La localidad cuenta con una Posta Médica, una Escuela de Primer Grado de varones y una Escuela de Primer Grado de Mujeres. Tiene también oficina de Correos y Telégrafos.

#### Morbilidad:

Hay incidencia de enfermedades hídricas, tales como tifoidea, diarreas frecuentes y disentería (en menor escala.

#### Costo de Mano de Obra y Transporte:

En la localidad un peón cobra, de acuerdo a la Resolución Ministerial del 18 de Enero de 1965, un salario de \$/48.00 al día. Hay escasez de mano de obra en los meses de lluvia (Setiembre-Abril)

El transporte de Huaraz a la localidad cuesta aproximadamente \$/35.00 por tonelada.

### **B. Cálculos y Diseño del Sistema:**

#### **1. Estudio de Población.**

Según los datos conocidos:

Censo Nacional de 1940	766 habitantes
Censo Nacional de 1961	460 habitantes

De la información obtenida en la localidad se estima que en los últimos tres años la población aumentó a 500 habitantes aproximadamente.

Se tomará como población de diseño para un período de 20 años, aproximadamente el 200% de la población del Censo de 1961.

Población de Diseño 1,000 habitantes.

## 2. Dotación, Variaciones de Consumo diarias y horarias.

Considerando el tipo de población (rural), sus posibilidades, la altitud, el clima, y de acuerdo a sus diversas características, se considerará en este proyecto una dotación de 80 lt. por persona y por día, con la que se cubrirá ampliamente las necesidades locales.

De acuerdo a esta dotación y a la población de diseño obtengo los datos de diseño en el Nomograma N°.1.

Población de Diseño = 1,000 hab.    Dotación = 80 lpcd.

gasto promedio diario	=	0.94	lps.
gasto máximo diario	=	1.10	lps. (120%)
gasto máximo horario	=	3.76	lps. (400%)

## 3. Estudio y selección de fuentes de abastecimiento.

Se ha seleccionado la fuente que lleva el nombre de "Manantial Tinco" por ser un manantial que puede servir por gravedad a la población, por encontrarse en una zona cercana a ella, porque su caudal abastece en forma suficiente la máxima demanda futura y sus características físicas y químicas, están dentro de los límites permisibles.

Calidad química del agua:

Alcalinidad	=	60	ppm. como Ca CO <sub>3</sub> .
Dureza	=	144	ppm. como Ca CO <sub>3</sub> .
pH	=	6.9	
CO <sub>2</sub>	=	15	ppm. CO <sub>2</sub> .

## 4. Levantamiento topográfico.

Se presenta un levantamiento topográfico con curvas de nivel cada metro, el que comprende las zonas donde estará instalado el sistema de abastecimiento de agua potable, el que incluye captación, línea de conducción, reservorio y red de distribución.

## 5. Diseño del Sistema.

### Obras Proyectadas

#### A. Captación:

La zona del "Manantial Tinco" es una zona húmeda debido a las filtraciones del agua subterránea, por lo cual la captación consistirá en la instalación de 22 m. de galerías filtrantes, las cuales serán de tubos de concreto "Hume" de 6" de diámetro de 10 lb/#2 con 3 orificios de 3/4" cada 20 cm.

Dichas galerías tendrán la pendiente del terreno, irán a 1.50 m. de profundidad y tendrán un relleno, hasta el nivel del terreno, de arena-grava dosificada según el perfil transversal que se muestra en el plano N°. 2

Las galerías arrancarán en un buzón de inspección, de diámetro 1.20 y 1.60 de profundidad e irán conectadas a un buzón de recolección de 1.20 m. de diámetro interior y 1.80 m. de profundidad, el cual llevará una tapa de concreto que servirá como entrada de hombre para inspección. De esta cámara partirá la tubería de alimentación al reservorio.

#### B. Línea de Conducción

Distancia del Buzón de Recolección al Reservorio 380 m.

Cota Salida en el Buzón = 103.30 m.

Cota entrada Reservorio = 62.20 m.

Gasto máximo diario = 1.1 lps.

Dif. de cota =  $103.30 - 62.20 = 41.10$

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.1$  lps. y  $\phi = 1\frac{1}{2}$ " resulta  $S = 35 \%$ , luego, la pérdida de carga será:

$H_f = 0.035 \times 380 = 13.30$  m.

Se usará tubería de  $1\frac{1}{2}$ " de  $\phi$ .

En su mayor extensión la línea trabajará como canal, habrán sólo dos pequeños tramos que trabajarán a presión.

Con el Diagrama de Elementos Hidráulicos Proporcionales se calcularán las condiciones de trabajo en dos tramos de la línea en los que trabaja como canal.

Primer Tramo: De la cota 103.30 m. a la cota 85 m.

Segundo Tramo: De la cota 83.50 m. a la cota 73.00 m.

Cálculo para el primer tramo:

$$S = \frac{103.30 - 85}{155} \times 1000 = 118 \text{ ‰}.$$

En el Nomograma de H. y W. con  $\frac{1}{2} = 118 \text{ ‰}$  y  $\phi = 1\frac{1}{2}"$ , se obtiene:  $Q = 2.24 \text{ lps.}$   $V = 2.10 \text{ m/s}$

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.1}{2.24} = 0.49 \text{ con esta relación de gastos, en el diagrama}$$

resulta:

$$\text{relación de tirantes} = 0.49$$

$$\text{relación de velocidad} = 1.00$$

$$\text{Velocidad real} = 2.10 \times 1 = 2.10 \text{ m/s.}$$

Cálculo para el Segundo Tramo:

$$S = \frac{83.50 - 75}{65} = 131 \text{ ‰}$$

En el Nomograma de H. y W. con:  $S = 131 \text{ ‰}$  y  $\phi = 1\frac{1}{2}"$ , se obtiene:  $Q = 2.38 \text{ lps.}$   $V = 2.22 \text{ m/s.}$

$$\frac{q}{Q} = \frac{1.1}{2.38} = 0.463, \text{ con esta relación de gastos, en el diagrama}$$

resulta:

$$\text{relación de tirantes} = 0.48$$

$$\text{relación de velocidad} = 0.98$$

$$\text{Velocidad real} = 2.22 \times 0.98 = 2.18 \text{ m/s.}$$



### C. Reservorio

Con el objeto de regular el abastecimiento en las horas de máximo consumo, se diseñará un reservorio con una capacidad igual al 30% aproximadamente del consumo diario.

Consumo diario = 1,000 Hab. x 80 lpcd. = 80,000 lt. = 80 M<sup>3</sup>

Volumen Reservorio = 80 x 0.3 = 24 M<sup>3</sup>, aproximando:

Volumen = 25 M<sup>3</sup>.

El reservorio será de sección circular y tendrá las siguientes medidas interiores:

Altura = 2.50 + Alt.libre      Diámetro = 3.60 m.

El fondo estará en la cota 60 m. y el nivel de agua en la cota 62.50 m. Entre el nivel de agua y la cubierta habrá una altura libre de 0.30 m.

En el diseño se ha considerado la instalación de una tubería de entrada y una tubería de control de nivel estático, ambas de 1½" de diámetro; una tubería de salida provista de su canastilla de toma, una tubería de limpia en el fondo y una tubería de rebose empalmada a la tubería de limpia, todas ellas de 3" de diámetro.

Se formará un by-pass empalmado la tubería de entrada con la de salida, con una válvula de interrupción intermedia.

Todas las tuberías serán de fierro galvanizado, se pintarán con pintura anticorrosiva y la unión de éstas con los accesorios será roscada o por brida.

Se ha diseñado una caseta de válvulas de 1.10 de altura, 1.10 m. de largo y 1.00 m. de ancho de medidas interiores en la cual se instalarán las válvulas para el manejo del reservorio tal como se muestra en el plano n° 2. Las válvulas serán del tipo compuerta.

El fondo del reservorio hacia el punto de salida tendrá una pendiente del 1%.

El reservorio tendrá un buzón de entrada de 0.60 m. de diámetro con una escalera de fierro de 3/4" de diámetro cada 30 cm. y estará provisto de un tubo de ventilación de fierro galvanizado de 3" de diámetro en doble codo de 90° y malla de alambre en su extremo libre.

Tiempo de vaciado del reservorio con la tubería de limpia con la fórmula

$$\text{tiempo (t)} = \frac{2 \text{ Volumen}}{Q \text{ inicial}}$$

y los siguientes datos:

H inicial = 2.50 m.

∅ tubería Salida = 3"

el tiempo de vaciado resulta de 32 minutos.

#### D. Hipoclorador.

Se ha considerado en el proyecto la instalación de un hipoclorador igual o similar al Hipoclorador Automático de la Cía. "Wallace and Tiernan" - Serie A - 429.

Para asegurar el funcionamiento eficiente del hipoclorador, se necesita una presión no menor de 10 lb/#2 ó de 7.03 m.- Para crear esta carga bastará estrangular la válvula que hay en la tubería de salida del Hipoclorador.

Para la protección del hipoclorador y el almacenamiento de hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo 2,60 de ancho y 2.00 m. de altura, la cual estará ubicada a 20 m. aproximadamente del reservorio.

#### E. Red de Distribución.

Gasto máximo horario = 3.76 lps.

Cota Salida Reservoirio = 60.20 m.

Cálculo del Tramo Reservoirio - Punto A:

Longitud = 207 m.                      Cota Punto A = 36.50 m.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 3.76$  lps., resulta

con  $\phi = 2''$      $S = 80\%$      $H_f = 0.080 \times 207 = 16.60$  m.

con  $\phi = 3''$      $S = 11\%$      $H_f = 0.011 \times 207 = 2.30$  m.

La pérdida de carga en la tubería de 2" se considera excesiva, luego el diámetro de este tramo será de 3".

Carga en el Punto A:  $60.20 - (36.50 + 2.30) = 21.40$  m.

De acuerdo a las necesidades de la población y a la tabla de tuberías equivalentes, se instalará tubería de 2" y 1½" de diámetros tal como se muestra en el plano N°. 1

Cálculo de las presiones en los puntos más notables.

Punto B:

Longitud A-B = 136                      Cota Punto B = 34 m.

Asumiendo que hasta el Punto A se consume el 20% del gasto máximo horario se tiene:

Gasto en el punto A =  $3.76 \times 0.8 = 3$  lps.

Considerando que este tramo trabaja como una tubería con descargas a lo largo de su recorrido, la pérdida de carga será 1/3 de la pérdida de carga calculada con el gasto inicial.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 3$  lps y  $\phi = 2''$ , resulta  $S = 51\%$  luego  $H_f = 1/3 \times 0.051 \times 136 = 2.30$  m.

Carga en el punto B =  $(36.50 + 21.40) - (34 + 2.30) = 21.60$

Punto C:

Longitud B-C = 227                      Cota Punto C = 23.50 m.

Asumiendo que hasta el punto B se consumió el 50% del gasto se tiene:

Gasto en el Punto A =  $3 \times 0.50 = 1.5$  lps.

Considerando que este tramo trabaja como una tubería con de carga a lo largo de su recorrido, la pérdida de carga será :  $1/3$  de la pérdida de carga calculada con el gasto inicial.

En el Nomograma de H. y W. para  $Q = 1.5$  lps. y  $\phi = 2''$  , resulta  $S = 22 \%$ , luego  $H_f = 1/3 \times 0.025 \times 227 = 1.90$  m.

Carga en el Punto B =  $(34+21.60) - 23.50+1.90 = 30.20$  m.

**Distribución de Válvulas y Piletas Públicas:**

De acuerdo a las especificaciones, se ha considerado en el diseño de la red de distribución la instalación de 2 válvulas, una de ellas de 2" de diámetro y la otra de  $1\frac{1}{2}''$  de diámetro.

De acuerdo a las necesidades se ha considerado en el diseño la instalación de 4 piletas públicas, convenientemente distribuídas en la red.

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : TARICA .....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O. + Mat.		
<u>1. Galerías Filtrentes</u>							
Construcción de 22 m.de galerías a 1.60 m.de profundidad promedio con tub.Ø 6"	m3.	30	50.00	140.00	190.00	5,700.00	
1.1 Replanteo y excavación incluyendo entibado y bombeo	m3.	22	..	35.00	770.00	770.00	
1.2 Adquisición de tu.concreto Hume Ø 6" de 10 lb/#2, con 3 orificios de 3/4 c/20	m3.	8.8	20.00	30.00	40.00	352.00	
1.3 Arena Gruesa compactada	m3.	7.5	20.00	20.00	40.00	300.00	
1.4 Canto Rodado de 1/2"-1"	m3.	5.2	20.00	30.00	50.00	260.00	
1.5 Gravilla Ø 3/8	m3.	6.3	10.00	15.00	25.00	157.50	
1.6 Material impermeable (arcilla) incluyendo instalación	m3.						
1.7 Buñón de inspección con techo de concreto armado 1:2:4, con fondo y muros de concreto 1:3:6	u.	2	600.00	800.00	1,400.00	2,800.00	
1.8 Buzón de recolección con techo de concreto armado 1:2:4, con fondo y muros de concreto 1:3:6	u.	1	600.00	850.00	1,450.00	1,450.00	11,789.50
<u>2. Línea de Conducción</u>							
2.1 Excavación, nivelación, refine y relleno de zanjas de 0.60 x 0.80 cm. en terreno pedregoso	ml.	403	12.50	..	12.50	5,037.50	
2.2 Instalación, prueba, resane y desinfección de tubería de Ø 1 1/2"	ml.	403	5.00	..	5.00	2,015.00	
2.3 Adquisición de tub.Ø 1 1/2"Eternit Cl.105	ml.	403	..	40.10	40.10	16,160.30	
2.4 Codos de 22° x 1 1/2"	u.	2	..	80.00	80.00	160.00	
2.5 Codos de 90° x 1 1/2"	u.	4	..	80.00	80.00	320.00	23,692.80
<u>3. Reservorio</u>							

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : . . . . . TARICA . . . . .

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M.O.+Mat.		
Construcción de un reservorio circular apoyado de 25 M3.de capacidad de 3.60 m de diámetro interior y 2.50 m.de altura de agua, con muros de 0.12 de espesor de concreto armado 1:2:4,incluyendo una caja de válvulas.							
3.1 Replanteo y excavación	m3.	31	15.00	.-	15.00	465.00	
3.2 Encofrado y desencofrado	p2.	1550	1.30	6.00	7.30	11,315.00	
3.3 Concreto 1:2:4	m3.	9.00	144.00	440.00	584.00	5,256.00	
3.4 Fierro 1/2", 3/8" y 1/4"	Kg.	695	1.30	8.00	9.30	6,463.50	
3.5 Enlucido interior con mortero 1:2 (1 cm.espesor)	m2.	31	8.00	7.70	15.70	486.70	
3.6 Transición de Eternit Fo.Gvdo.1 1/2"	u.	1	.-	75.00	75.00	75.00	
3.7 Válvulas de compuerta de 3"	u.	2	45.00	825.00	870.00	1,740.00	
3.8 Válvulas de compuerta de 1 1/2"	u.	3	25.00	300.00	325.00	975.00	
3.9 Válvulas de Flotador 1 1/2"	u.	1	40.00	600.00	640.00	640.00	
3.10 Tees de 1 1/2" x 1 1/2"	u.	2	8.00	20.00	28.00	56.00	
3.11 Tees de 3"x 3"	u.	2	30.00	90.00	120.00	240.00	
3.12 Codos de 1 1/2" x 90°	u.	4	5.00	18.00	23.00	92.00	
3.13 Codos de 3" x 90°	u.	2	25.00	75.00	100.00	200.00	
3.14 Cono de rebose de 3"	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
3.15 Canastilla de toma ø 3"de bronce	u.	1	35.00	300.00	335.00	335.00	
3.16 Tuberia de Fo.Gvdo.ø 3"	ml.	8	7.50	113.00	120.50	964.00	
3.17 Tuberia de Fo.Gvdo.ø 1 1/2"	ml.	9	4.00	43.00	47.00	423.00	
<b>4. Red de Distribución</b>							30,061.20
4.1 Excavación y refine de zanja 0.60x0.8	ml.	789	12.50	.-	12.50	9,862.50	
4.2 Adquisición tub.ø 3" Eternit Cl.105	ml.	217	.-	61.00	61.00	13,237.00	
4.3 Adquisición tub.ø 2" Eternit Cl.105	ml.	498	.-	50.30	50.30	25,049.40	
4.4 Adquisición tub.ø 1 1/2" Eternit Cl.105	ml.	74	.-	40.10	40.10	2,967.40	
4.5 Tendido, prueba y resane 3",2"y 1 1/2"	ml.	798	5.00	.-	5.00	3,990.00	
4.6 Relleno y compactación	ml.	798	10.00	.-	10.00	7,980.00	
4.7 Codos ø 3" x 90°	u.	2	.-	180.00	180.00	360.00	

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : . . . . . TARICA . . . . .

Descripcion	Und.	Cantidad	Costos Unitarios			Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater.	M. O. + Mat.		
4.8 Codo $\phi$ 2" x 90	u.	3	.-	130.00	140.00	420.00	
4.9 Te de 3" x 2"	u.	3	.-	210.00	210.00	630.00	
4.10 Te de 2" x 2"	u.	5	.-	162.00	162.00	810.00	
4.11 Te de 2" x 1 1/2"	u.	1	.-	155.00	155.00	155.00	
4.12 Reducción de 3" x 2"	u.	1	.-	155.00	155.00	155.00	
4.13 Tapones de 2"	u.	5	.-	9.00	9.00	45.00	
4.14 Válvula de 2"	u.	1	.-	480.00	480.00	480.00	
4.15 Válvula de 1 1/2"	u.	1	.-	300.00	300.00	300.00	
4.16 Vaja de Válvulas	u.	2	90.00	130.00	220.00	440.00	
4.17 Piletas públicas, incluyendo todos sus accesorios	u.	4	540.00	1200.00	1,740.00	6,960.00	73,801.30
<b>5. Hipoclorador</b>							
Construcción de una caseta de 2.60 x 3.95 x 2.00 m.de altura y adquisición e instalación del aparato.							
5.1 Ladrillos	mill.	1	.-	700.00	700.00	700.00	
5.2 Colocación y asentado ladrillos	mill.	1	144.00	675.00	819.00	819.00	
5.3 Tarrajeo, mexcla 1:2	m2.	52	13.00	28.00	41.00	2,132.00	
5.4 Concreto 1:2:4, losa del techo	m3.	1	192.00	440.00	632.00	632.00	
5.5 Concreto 1:3:6, losa del piso	m3.	1.7	96.00	230.00	326.00	554.00	
5.6 Fierro	Kg.	70	1.30	8.00	9.30	651.00	
5.7 Puertas y Ventanas	m2.	3.10	50.00	250.00	300.00	930.00	
5.8 Adquisición de un hipoclorador "W and T" Serie A-429	u.	1	.-	41500.00	21,500.00	21,500.00	
5.9 Instalación del hipoclorador	u.	1	2000.00	.-	2,000.00	2,000.00	29,918.20
<b>6. Transporte de Materiales</b>							
6.1 Transporte tub.valv.y acc.a Tarica	Tn.	7				2,500.00	
6.2 Transporte otros mat. a Tarica	Tn.	13				5,000.00	
6.3 Transporte local a pie de obra	Tn	20				1,000.00	8,500.00

# PRESUPUESTO

LOCALIDAD : **TARICA** .....

Descripción	Und.	Cantidad	Costos Unitarios		Costo Parcial	Totales
			M. de O.	Mater. M.O. + Mat.		
<b>Resumen:</b>						
1. Galerías Filtrantes						11,789.50
2. Línea de Conducción						23,692.80
3. Reservorio						30,061.20
4. Red de Distribución						73,801.30
5. Hipoclorador						29,918.20
6. Transporte de Materiales						8,500.00
<b>Total Gastos Directos:</b>						<b>\$177,763.00</b>
<b>Gastos Indirectos:</b>						
Los porcentajes se consideran sobre el total de Gastos Directos, a excepción del Seguro contra accidentes y Leyes Sociales, donde se considera el costo total de la mano de obra.						
A. Dirección Técnica y Administración (5%)					8,888.15	
B. Almacenes, instalaciones y equipo (5%)					8,888.15	
C. Utilidad del Contratista, (10%)					17,776.30	
D. Seguros de accidentes, Leyes Sociales (63% M.de O.)					27,648.20	
E. Imprevistos (5%)					8,888.15	
F. Gastos de Control Técnico, inspecciones en ejecución de obras (5%)					8,888.15	
					<b>\$/</b>	<b>258,740.10</b>



## CAPITULO VI

### ORDEN DE PRIORIDAD

En la evaluación de las prioridades para abastecimiento de agua potable intervienen varios factores como son: el número de pobladores, el costo de la obra, accesibilidad y el mas importante de todos, el interés de los pobladores en el servicio.

Si se quiere conseguir el apoyo de la comunidad, se tendrá que hacerles abandonar la idea de que la implantación de servicios de agua y alcantarillado son obsequios del Estado. Idea muy difundida en casi la totalidad de comunidades de la sierra y selva.

Es labor de Educación Sanitaria orientar y hacer comprender a los pobladores de esas localidades, que el agua para bebida obtenida de acequia o ríos constituye vehículo de numerosas enfermedades, principalmente del tubo digestivo, lo que afecta al capital humano, incapacitándoles para el trabajo y hasta causando la muerte en caso de graves epidemias. Es necesario hacerles comprender que para que el agua no represente un peligro para la salud, debe ser sometida a un tratamiento como lo es cualquier producto alimenticio en una fábrica y que por lo tanto esto significa una inversión económica, inversión en la cual debe contribuir la propia comunidad, ya que todo servicio debe ser pagado.

Es axiomático el hecho de que, la intervención de la comunidad en el planteamiento y solución de sus propios problemas, hacen que las soluciones que se adopten, cuenten con el decidido apoyo de la misma. En nuestro caso facilita la ejecución de la obra, obtiene su aporte económico y finalmente rinde su valiosa colaboración en el mantenimiento y buen funcionamiento, lo que garantiza que se está haciendo una buena inversión de dinero.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, en relación al inte-

rés de los pobladores, las localidades se dividirán en tres grupos, en el primero de ellos, se han incluido las poblaciones en las cules se ha notado un verdadero interés reflejado en el ofrecimiento de colaborar con la mano de obra y con un aporte económico si fuera posible, en la medida de sus posibilidades; en el segundo grupo se han incluido las localidades que también han demostrado interés ofreciendo cooperar con mano de obra y en el último grupo se ha incluido a la localidad en la cual se observó que hay poco interés en el sistema.

Grupo de Prioridad I: Santiago de Chilcas  
Pariacoto  
Aquia

Grupo de Prioridad II: Tarica

Grupo de Prioridad III: Cajcay

## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES

En esta capítulo se fundamentarán algunos criterios susceptibles de discusión, seguidos en la elaboración de los Proyectos comprendidos en el presente estudio.

#### A. Estudio de Población.

Incluso cuando se ha conseguido averiguar el número de habitantes de una ciudad o un pueblo, es difícil pronosticar el ritmo de crecimiento de la población. Mucho depende del desarrollo económico de la ciudad misma o de las comarcas vecinas; esos progresos, fácilmente previsibles en algunos casos, escapan a todo pronóstico en la mayoría de las regiones rurales. Para calcular el crecimiento de una población, han de tenerse en cuenta diversos factores, como el carácter y el emplazamiento de la ciudad, la situación actual y la posible expansión de la agricultura (que a veces es la fuente básica de riqueza) y la existencia o la posibilidad de instalación de pequeñas industrias en la región circundante. No hay que olvidar, sin embargo, que casi todos estos factores y especialmente el desarrollo industrial pueden alterar considerablemente las previsiones relativas al crecimiento de una población rural. La instalación de un servicio de abastecimiento de agua es de por sí uno de los estímulos más poderosos para el desarrollo de una ciudad (sobre todo en las regiones tropicales).

Otra de las dificultades que encierran los pronósticos demográficos es que, en la inmensa mayoría de los casos sólo es posible obtener datos imprecisos acerca de los cambios recientes de población y del desarrollo económico de la región estudiada. En esas condiciones no puede hacerse un cálculo sistemático y el ingeniero ha de proceder con extrema prudencia al pronosticar la población futura.

Estaría demás aplicar los métodos conocidos para el cálculo de población futura, ya que se pueden obtener por cada método, diferentes resultados, para varios períodos de diseño; graficarlos y trazar una curva "promedio" no resolverá el problema, porque no se puede asegurar cual será la curva de crecimiento que seguirá una población determinada ya que esos métodos no consideran los diversos factores que influyen en el desarrollo de un núcleo humano.

Otro gran inconveniente que se tiene es que la ausencia de datos puede inducir a error, es decir que con solamente dos censos, (1940-1961), no se puede elaborar una verdadera curva de crecimiento, ya que por dos puntos pasan infinidad de curvas.

Los autores de proyectos no están de acuerdo en lo que se refiere al período de tiempo para el que debe proyectarse una instalación rural de abastecimiento de agua. En el caso de instalaciones urbanas los servicios de abastecimiento de agua suelen proyectarse de modo que cubran las necesidades de la población durante un período que varía entre 10 y 25 años. Con arreglo a los datos disponibles sobre algunas regiones rurales del mundo, cualquier proyecto de abastecimiento de agua en el medio rural debe tener en cuenta un aumento de la población del 50% como mínimo, cualquiera sea el tiempo de servicio previsto. Un proyecto calculado para una población demasiado pequeña puede tener consecuencias desastrosas si el desarrollo de la ciudad se efectúa con más rapidez de la prevista. Al mismo tiempo, un proyecto de amplitud muy superior a la necesaria exige una excesiva inversión de capital por parte de la población actual. Ambas soluciones son igualmente inadecuadas y, en consecuencia, es preciso adoptar un término medio razonable.

Por las razones expuestas, para la ejecución de los proyectos considerados en el presente estudio, se ha tomado un período de diseño de 20 años, y una población futura de diseño aproximadamente igual al doble de la del censo del año 1961, ya que en poblacio—

nes tan pequeñas los costos de las estructuras con este aumento de población no variarán mucho y por otro lado se está tomando un márgen razonable de seguridad por la razón de que cualquier incremento de población en una localidad de este tipo es notable

#### B. Calidad Química del Agua.

Es preciso que el agua sea de buena calidad química para que no represente peligro para la salud y para que contribuya a la conservación de las instalaciones.

En general todas las fuentes seleccionadas son actualmente utilizadas sin protección y en el estudio de selección de éstas, se ha incluido la información obtenida en la localidad en razón de que entre los habitantes consumidores del agua proveniente de dichas fuentes, no hay datos conocidos de envenenamiento ni de trastornos característicos de la salud proveniente de algunas sustancias químicas del agua.

Por otro lado los límites tolerables varían de unas personas a otras y de un grupo a otro y es así que no se pueden dictar normas rígidas, ya que con respecto a la composición química del agua que puede causar un efecto irritante en la mucosa intestinal o en la salud del individuo, hay que tener en cuenta la idiosincrasia personal (Reglamento Nacional para fuentes de Agua Potable).

"En circunstancias normales, la evidencia de que el agua cumple: con los standards físicos de turbidez y color, los standards químicos de límites máximos permisibles de plomo, fluoruro, arsénico, selenio y cromo hexavalente y la prueba simple en cuanto a su sabor y olor, será razón suficiente para certificar su buena calidad en cuanto se refiere a sus características físicas y químicas" (Standards del Servicio de Salubridad Pública de los EE.UU.)

Se tiene la certeza de que en los casos de manantiales las aguas provenientes de éstos cumplirán los requisitos de color, tur

bidez, olor y sabor, y asumiendo el buen funcionamiento de las Plantas de Tratamiento proyectadas para los casos de fuentes de aguas superficiales, en razón de los márgenes de seguridad tomados en el diseño de éstas, se puede considerar que estas aguas también cumplirán con dichos requisitos.

De las informaciones recabadas en las localidades en lo referente a la ausencia de tramos provenientes del exceso de plomo, fluoruro, arsénico, selenio y cromo hexavalente, en la salud de los consumidores de agua de las fuentes seleccionadas, y de la comprobación en el terreno de que en las zonas consideradas no hay existencia de industrias ni de asentamientos mineros que eliminen efluentes, conteniendo estos elementos, que puedan contaminar las fuentes, se puede afirmar que estas aguas cumplen con los límites máximos permisibles de dichos elementos.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, pueden considerarse las aguas de las fuentes seleccionadas como de buena calidad. química.

### C. Tipo de Tubería (Material).

Al elegir el material para las tuberías de un sistema rural de abastecimiento, conviene tener en cuenta algunas de las propiedades del agua que va a distribuirse por ellas, como lo más probable es que el agua no se someta a ningún tratamiento antes de su distribución, salvo tal vez a la desinfección, debe investigarse, cuidadosamente, si existen cantidades excesivas de anhídrido carbónico o si la dureza (debida al bicarbonato cálcico o a otras sales) es muy elevada. El anhídrido carbónico provoca la tuberculización de las tuberías de hierro no revestidas, mientras que las sales de calcio originan incrustaciones, alteraciones ambas que pueden traducirse en una pérdida considerable de la capacidad de transporte de las pequeñas tuberías, en un tiempo relativamente corto. Las tuberías de hierro se corroen también en contacto con

ciertos suelos y cuando conducen agua relativamente pura en el sentido químico de la palabra. Las tuberías de hierro fundido y las de cemento, así como las provistas de revestimiento interior (por galvanización o por aplicación de materiales bituminosos) se usan con mucha frecuencia por su resistencia a la corrosión y a la tuberculización.

Particularmente en lo que se refiere a la tubería "Eternit", ésta tiene varias cualidades entre las que se pueden mencionar las siguientes:

a) Un coeficiente de flujo alto, lo que resulta conveniente en velocidades altas, significando menor costo de bombeo. b) Libre de tuberculización, es decir, que sus características originales de flujo se mantienen. c) Es inmune a corrientes galvánicas por razón de su composición; por consiguiente no se produce deterioro en los tubos a causa de este fenómeno destructor. d) Sumamente resistente a la corrosión, lo que le da una duración máxima en el caso de que el terreno donde se instale contenga agentes corrosivos. e) Su poco peso hace la instalación mucho más económica por su fácil manipuleo. f) Las uniones son flexibles, fáciles y rápidas de hacer, lo que significa un bajo costo de instalación de la tubería.

Hasta hace poco tiempo la tubería preferida para este tipo de sistemas era la tubería "Eternit", pero en los últimos años apareció en el país la tubería plástica, reuniendo está una serie de ventajas sobre la anterior hasta un diámetro no mayor de 4".

Es decir que es más barata, liviana y fácil de transportar que la tubería Eternit y al igual que ésta, está libre de tuberculización, es inmune a las corrientes galvánicas y resistente a la corrosión; además su instalación es más sencilla y económica.

Tan apreciadas y valoradas están las cualidades de la tubería plástica que hay en la actualidad un gran número de obras de

abastecimiento de agua en las que se está utilizando dicha tubería.

El único inconveniente que tiene esta tubería es la falta de información en lo que respecta a experiencias en el país con ella, ya que la que está actualmente en uso ha sido instalada hace unos pocos años, y no se sabe cual será su eficiencia en el futuro, aun que se asegura que responderá magníficamente. Igualmente su almacenaje exige ser techado, pués sufre alteraciones con las variaciones climáticas.

La tubería que llena los requisitos ideales en cuanto a costo de instalación y mantenimiento es la que debe preferirse; es decir, ésta debe ser eficiente, no sólo en los primeros años de funcionamiento, sino durante todo el período de su vida útil.

Seleccionando la tubería con un criterio conservador, en el presente estudio se han diseñado los proyectos con tuberías "Eternit".

#### D. Cloradores.

En sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en la Zona Rural, es conveniente aplicar el cloro por métodos sencillos, excluyendo el empleo de aparatos, cuyo manejo y mantenimiento requieren conocimientos especiales o que por razones de diseño necesiten ser accionados por energía eléctrica o por cualquier combustible.

Esta discriminación es fácil de entender, ya que en localidades de tipo rural, en caso de cualquier desperfecto de un motor o una bomba, hay dificultad de reparación por la carencia de repuestos y falta de personal técnico. En el caso de que necesiten para su funcionamiento la energía eléctrica, son contadas las localidades que cuentan con este servicio y por lo general, no funcionan en forma eficiente. Además, el empleo de combustibles, ofrece dificultades ya que en determinadas épocas del año, no es normal el abastecimiento de éste, debido al mal estado de las carreteras. Otra razón es de que el empleo de energía eléctrica o de combustible implica un costo de operación.



= De acuerdo a este razonamiento queda desechada la aplicación de gas cloro, por ser ésta accionada por una bomba y de todos los hipocloradores que funcionan a energía eléctrica o combustible.

De los hipocloradores que funcionan por gravedad o por presión se ha seleccionado el de la Cía. "Wallace and Tiernan" Serie A - 429 por reunir éste una serie de características que facilitan y aseguran su buen funcionamiento y facil operación.

Las principales características de éste se enumeran a continuación:

1) Son automáticos, ya que la inyección de solución está controlada directamente por el flujo que pasa por un medidor de agua, es decir que no hay desperdicios, y en el momento en que no hay consumo no hay adición de solución de hipoclorito.

2) No requiere electricidad ni cualquier otro combustible, la presión del agua suministra la energía necesaria para su funcionamiento.

3) No necesita lubricación.

4) De facil control, ya que la línea de succión de la solución, lleva un vaso de vidrio transparente, por el cual se puede controlar su funcionamiento.

La presión requerida para estos aparatos para asegurar un funcionamiento eficiente es de 10 lb/#2 ó de 7.03 m. En las líneas de alimentación que trabajen como canal, para crear la carga necesaria, habrá que estrangular la válvula de la tubería de entrada al reservorio o la tubería de salida del Hipoclorador. Se han diseñado las estructuras de tal manera, que antes del Hipoclorador, haya una carga disponible mayor que la requerida.

Para la protección del Hipoclorador y el almacenamiento de Hipoclorito se ha diseñado una caseta de 3.95 m. de largo, 2.60 m. de ancho y 2.00 m. de altura.

Cabe señalar que actualmente en el país se está fabricando un Hipoclorador de goteo, el que ha sido adaptado del trabajo presentado por el Ing°. Luís C. Bonilla (Venezuela), al V Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria.

Dicho dosificador de solución de hipoclorito, ha sido utilizado con éxito en varias localidades, incluidas en un Plan de Saneamiento en Venezuela.

El único inconveniente que tiene es que la adición de hipoclorito se hace en forma ininterrumpida e independientemente del gasto y del nivel del agua en el reservorio. Este hipoclorador sería económicamente preferible al escogido, si fuera ideada una forma automática y práctica de paralizar el goteo de la solución cuando el reservorio esté lleno de agua.

## I N D I C E

	<u>Página</u>
CAPITULO I - Introducción	1
CAPITULO II - Generalidades	3
CAPITULO III - Técnica del Estudio	11
CAPITULO IV - Programa de Trabajo a seguir en la elaboración del proyecto de abastecimiento de agua potable para cada localidad.	17
CAPITULO V - Presentación de cada localidad de acuerdo a las normas enunciadas <u>an</u> teriormente.	29
Localidad de Aquia	30
Localidad de Cajacay	42
Localidad de Santiago de Chilcas	69
Localidad de Pariacoto	85
Localidad de Tarica	108
CAPITULO VI - Orden de Prioridad	121
CAPITULO VII - Conclusiones	123

## BIBLIOGRAFIA

International Standards for Drinking-Water.

- 1.- Abastecimiento de Agua en las Zonas Rurales (Organización Mundial de la Salud).
- 2.- Manual de Ingeniería Sanitaria - 1950.
- 3.- International Standards for Drinking-Water.
- 4.- Reglamento de los Requisitos Oficiales Físicos, Químicos y Bacteriológicos que deben reunir las aguas de bebida para ser consideradas potable - Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.
- 5.- Normas Generales para Proyectos de Abastecimiento de Agua Potable - Plan de Saneamiento Básico Rural - Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.
- 6.- Guides to the Design of Water Treatment Plants - Charles R. Cox.
- 7.- Design - E. Seelye.
- 8.- Water Supply Engineering - H. Babbit y J. Doland.
- 9.- Reglamento Nacional para Fuentes de Agua Potable - Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.