

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



**AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA RED
DE AGUA POTABLE DE PACHACAMAC**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ANGEL GUSTAVO PULCHA VELARDE

PROMOCION 1978 - II

LIMA - PERU - 1981

INDICE

PAG. :

CAPITULO I : LA CIUDAD

1.1	DETALLES HISTORICOS -----	1
1.2	ASPECTOS GEOGRAFICOS -----	2
1.2.1	UBICACION -----	2
1.2.2	CLIMA -----	2
1.2.3	TOPOGRAFIA -----	4
1.2.4	VIAS DE COMUNICACION -----	4
1.3	ASPECTO URBANISTICO -----	5
1.3.1	TRAZO DE LA CIUDAD -----	5
1.3.2	PAVIMENTOS -----	5
1.3.3	TIPOS DE EDIFICACIONES -----	5
1.3.4	MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCION ----	6
1.4	ASPECTO CULTURAL -----	6
1.4.1	GRADO DE INSTRUCCION -----	6
1.4.2	POBLACION ESTUDIANTIL -----	7
1.4.3	PRINCIPALES ASOCIACIONES CULTURALES -----	7
1.5	ASPECTO ECONOMICO -----	8
1.5.1	COMERCIO -----	8
1.5.2	INDUSTRIA -----	9
1.5.3	AGRICULTURA -----	9
1.5.4	GANADERIA -----	10

1.5,5 MINERIA -----	10
1.5,6 TURISMO -----	10
1.6 SERVICIOS GENERALES -----	11
1.6,1 SERVICIO ELECTRICO -----	11
1.6,2 SERVICIO DE COMUNICACIONES -----	12
1.6,3 SERVICIO SANITARIO -----	13

CAPITULO II : SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

2.1 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA -----	15
2.1,1 LA CAPTACION -----	15
2.1,2 CONDUCCION -----	16
2.1,3 ALMACENAMIENTO -----	16
2.1,4 RED DE DISTRIBUCION -----	17
2.1,5 CONEXIONES DOMICILIARIAS -----	18
2.1,6 ALCANTARILLADO -----	18
2.2 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA -----	19
2.2,1 SISTEMA DE AGUA POTABLE -----	19
2.2,2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO -----	20
2.3 ADMINISTRACION DEL SISTEMA -----	21
2.3,1 ORGANIZACION ADMINISTRATIVA -----	21
2.3,2 TARIFAS -----	21
2.3,3 SERVICIO DE MANTENIMIENTO -----	

CAPITULO III : DATOS BASICOS DE DISEÑO

3.1 PERIODO DE DISEÑO -----	
-----------------------------	--

3.1.1	CRITERIO PARA DETERMINAR EL PERIODO DE DISEÑO	24
3.1.2	DETERMINACION DEL PERIODO DE DISEÑO	25
3.2	POBLACION FUTURA	25
3.2.1	METODOS PARA LA DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA	25
3.2.2	GRAFICO DE LOS METODOS	36
3.3	AREA DE EXPANSION	37
3.3.1	CRITERIOS PARA DEFINIR EL PLANO REGULADOR	37
3.3.2	ZONIFICACION	38
3.3.3	DENSIDAD DE SATURACION	38
3.3.4	EXPANSION URBANA	40
3.4	CONSUMO	40
3.4.1	DOTACION	41
3.4.2	CONSUMO PROMEDIO ANUAL	43
3.4.3	VARIACIONES DEL CONSUMO DIARIO	44
3.4.4	VARIACIONES HORARIAS	45
3.4.5	CAUDALES DE DISEÑO	46
3.5	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO	47
3.5.1	VOLUMEN DE REGULACION	48
3.5.2	VOLUMEN DE INCENDIO	51
3.5.3	VOLUMEN DE RESERVA	53
3.5.4	VOLUMEN TOTAL DE ALMACENAMIENTO	54

CAPITULO IV : FUENTES DE ABASTECIMIENTO

4.1	ESTUDIO DE LA CUENCA	55
-----	----------------------	----

4.1.1 DESCRIPCION DE LA CUENCA -----	55
4.1.2 DESCRIPCION HIDROMETEOROLOGICA -----	56
4.1.3 EVALUACION DE LAS AREAS DE CULTIVO -----	58
4.2 AGUAS SUPERFICIALES -----	
4.2.1 HIDROLOGIA DE LA CUENCA -----	60
4.2.2 CONTROL DE AFOROS -----	60
4.2.3 EVALUACION DE LA ESCORRENTIA -----	61
4.2.4 VARIACION DE LOS CAUDALES -----	61
4.2.5 CALIDAD DE AGUA -----	62
4.3 AGUAS SUBTERRANEAS -----	62
4.3.1 EVALUACION DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS -----	63
4.3.2 DESCRIPCION DE LOS POZOS EXISTENTES -----	65
4.3.3 CALIDAD DEL AGUA -----	66
4.3.4 CAPACIDAD DEL ACUIFERO -----	67
4.4 SELECCION DE LAS ALTERNATIVAS -----	71
4.4.1 SELECCION TECNICA DE LAS ALTERNATIVAS -----	72
4.4.2 EVALUACION ECONOMICA DE COSTO INICIAL -----	76
4.4.3 COSTOS DE MANTENIMIENTO Y OPERACION -----	79

CAPITULO V : DISEÑO DE LAS PRINCIPALES ESTRUCTURAS

5.1 CAPTACION -----	81
5.1.1 UBICACION DEL POZO -----	81
5.1.2 PROFUNDIDAD Y DIAMETRO DEL POZO -----	82
5.1.3 CARACTERISTICAS DEL POZO -----	84
5.1.4 TRATAMIENTO DEL AGUA -----	85
5.1.5 CASETA DE BOMBEO -----	

5.1.6	ALTURA DINAMICA DE BOMBEO -----	86
5.1.7	POTENCIA DEL EQUIPO -----	87
5.2	RED DE DISTRIBUCION -----	89
5.2.1	TIPO DE RED DE DISTRIBUCION -----	89
5.2.2	ELECCION DEL TIPO DE TUBERIA -----	89
5.2.3	CAUDAL DE DISEÑO -----	91
5.2.4	PRESIONES MAXIMAS Y MINIMAS -----	92
5.2.5	RED PRIMARIA Y AREAS DE INFLUENCIA -----	92
5.2.6	METODO DE CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION	93
5.2.7	APLICACION DEL METODO DE HARDY CROSS -----	96
5.2.8	VERIFICACION DE LAS PRESIONES EN LOS NUDOS-	97
5.2.9	RED SECUNDARIA Y ACCESORIOS -----	99
5.3	RESERVORIO -----	101
5.3.1	UBICACION DEL RESERVORIO -----	101
5.3.2	DIMENSIONES DEL RESERVORIO -----	101
5.3.3	TUBERIAS DE DESAGUE Y REBOSE -----	102
5.3.4	VENTILACION -----	103
5.3.5	CAMARA DE VALVULAS -----	104
5.3.6	RECOMENDACIONES -----	105
CAPITULO VI : ESPECIFICACIONES TECNICAS -----		106
CAPITULO VII : PRESUPUESTO -----		139
CONCLUSIONES -----		151
BIBLIOGRAFIA -----		154

C A P I T U L O I

LA CIUDAD

I.1 DETALLES HISTORICOS

La historia de la ciudad de Pachacamac se remonta a los tiempos más antiguos de la historia Peruana. Conocida en la época preincaica con el nombre de Limay. La ciudad sagrada de Pachacamac fue centro de grandes peregrinaciones de profundo sentimiento religioso.

Cuando los conquistadores españoles llegaron a Cajamarca era tan grande el nombre del templo de Pachacamac; de sus opulencias, que Francisco Pizarro envió a su hermano Hernando, acompañado de un grupo de jinetes, con la finalidad de recoger el botín necesario para completar el rescate de Atahualpa.

Esta expedición descendió a la costa por la zona correspondiente al valle de Paramonga, fue creado en 1573, por orden del Virrey Toledo, disponiéndose doce manzanas en el clásico damero español y una plaza de armas. Figuró inicialmente dentro de la jurisdicción de la nueva capital, con la independencia se produjeron una serie de reajustes en la demarcación política del país que tam -

bién afectó a Pachacamac. En 1824 se elevó a la categoría de distrito de la provincia de Lima, condición que se mantiene hasta nuestros días.

1.2 ASPECTOS GEOGRAFICOS

1.2.1 UBICACION

Pachacamac, Capital del distrito del mismo nombre Provincia de Lima, se encuentra situada a 12° 14' 03", latitud sur y 76° 52' 00" longitud oeste, del meridiano de Greenwich distando 34 Km al sur de Lima y 4 Km de la carretera Panamericana.

Está a una altura de 89 mts. sobre el nivel del mar.

Muy cerca del asentamiento del poblado urbano, se hallan numerosos restos de lo que fuera la ciudad de Pachacamac.

1.2.2 CLIMA

La ciudad de Pachacamac, la parte baja del río y un sector de la parte media del valle corresponde dentro de la clasificación de Koeppen a los climas secos del tipo desértico, casi sin lluvias.

De acuerdo a esta clasificación adaptada al Perú, Pachacamac se encuentra dentro del clima Sub-Tropical Costanero, que se extiende desde el río Chira (Piura), hasta la frontera con Chile.

Este clima se caracteriza por una casi nula o baja precipitación pluvial, fluctuante entre 0 mm. y 300 mm. al año como máximo.

La temperatura media oscilan entre los 19° y 23°C. En la parte baja del río Lurín las lluvias son escasas presentándose el período más húmedo de Agosto a Octubre.

En la parte media de la cuenca entre los 1500 a 3000 m. s.n.m., las precipitaciones anuales regulares ocurren - de Noviembre a Abril, con las máximas precipitaciones - en Febrero y ausencia virtual entre Mayo y Octubre. Sobre los 3000 m.s.n.m., en la parte alta de la cuenca, la temporada de lluvias comienza en Setiembre y termina en Mayo. Las mayores precipitaciones se producen Febrero y, entre Junio y Agosto desaparecen. El promedio anual es de más de 400 m.m.

La humedad relativa media anual es de 83%, la máxima evaporación ocurre entre Diciembre y Mayo y la mínima - temperatura se registra entre Agosto y Setiembre. La temperatura media anual es de 19.6°C correspondiendo a la fórmula climática "B W h", en la que h indica temperaturas medias anuales superiores de 18°C.

Desde el punto de vista Ecológico esta zona pertenece - de acuerdo a Tossi a la formación "Desierto Sub-Tropical Chaparral, Montano Bajo.

1.2.3 TOPOGRAFIA

Es del tipo ondulante, presentando tantos suaves como pronunciadas pendientes, Pachacamac se levanta sobre la periferia de una terraza fluvial y por esta razón su suelo es casi plano, aunque presenta un pequeño desnivel entre la parte situada en el sector de la estación del antiguo ferrocarril y el resto del pueblo. En el patio frente al Municipio existe un B.M. con la anotación de 100 m.s.n.m.

1.2.4 VIAS DE COMUNICACION

Existe servicio diario de colectivos (Lima-Lurín), que ingresan hasta el pueblo, y de una línea de micros Lima-Lurín-Pachacamac (línea N° 120-M), y de una vía de acceso pavimentada de 4 Kms. de longitud de dos canales que lo unen con la carretera Panamericana.

Los valles de Lurín y del Rímac están unidos por cuatro vías principales, dos de las cuales terminan en el valle y dos son carreteras que lo atraviesan uniéndola parte baja costeña con la parte alta serrana.

De esta manera el valle se encuentra atravesado por un sistema vial, que permite el acceso a cualquiera de sus centros poblados, haciendas y comunidades, lo que influye directamente en la actividad comercial y en el desarrollo social y económico de la comunidad.

1.3 ASPECTOS URBANISTICOS

Pachacamac presenta un área urbana constituida por 20 ó 25 manzanas que circundan la plaza de armas, ocupando una superficie aproximada de 30 Ha. Fuera de esto se encuentra rodeado de zonas de cultivo. Cuenta con los servicios públicos indispensables tales como agua potable y luz eléctrica.

1.3.1 TRAZO DE LA CIUDAD

El pueblo presenta la típica estructura colonial con calles en cuadrícula, con una plaza de armas central alrededor de la cuál está la iglesia, la casa de la autoridad Eclesiástica y del gobierno local o municipal, es - quema característico del molde español.

1.3.2 TIPOS DE PAVIMENTOS

En la actualidad, Pachacamac, presenta una pavimenta - ción inadecuada, solo un 15% de sus calles están pavi - mentadas todas con concreto, estas son los jirones Co - mercio y Grau, y el perímetro de la plaza de Armas, las demás calles solo presentan afirmado.

1.3.3 TIPO DE EDIFICACION

A pesar de ser Pachacamac un pueblo colonial, este pre - senta sus edificaciones relativamente en buen estado, - esto se debe a que su población ha crecido notablemente

te en los últimos años, lo que hace que las viviendas - sean de construcción reciente, presentando la caracte - rística de ser en su mayoría (60 %) de material noble y un (40 %) de adobe o quincha, además de esto hay un ele - vado porcentaje de casas de más de un piso aproxima - mente un 20 %.

Los sismos que afectaron la zona en la década del 70 - han contribuido a aumentar el número de construcciones de material noble.

1.3.4 DETALLE DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN CONSTRUCCION

Como se ha dicho la mayoría de viviendas son de mate - rial noble, es decir que presentan una estructura de - concreto, con muros de ladrillo calcáreo y techo alige - rado.

Además de esto hay un elevado porcentaje de viviendas - de adobe, las cuales tienen las características de pre - sentar sus paredes de un gran espesor, enlucidas por lo general con morteros de cemento, yeso, o cal.

1.4 ASPECTO CULTURAL

La población de la ciudad de Pachacamac habla en su to - talidad el castellano, existiendo un % bajo de analfabe - tismo, la cultura promedio no es del tipo superior.

1.4.1 GRADO DE INSTRUCCION

El grado de instrucción de la población en forma porcen

tual calculado en base al último censo es el siguiente:

- Analfabeto	10 %
- Instrucción Primaria	30 %
- Instrucción Secundaria	20 %
- Instrucción Superior	5 %
- Niños en edad pre-escolar	20 %
- Se ignora	15 %

1,4,2 POBLACION ESTUDIANTEL

El pueblo cuenta con dos escuelas estatales de primaria que son : La Escuela N° 6007 mixta, con 462 alumnos matriculados, con un personal de 12 profesores; y la Escuela N° 393 de mujeres, con 230 alumnas matriculadas , dirigidas por una normalista y profesores titulados.

Además tenemos el Centro Base "I ARDILES" de secundaria funcionando en dos turnos, en el día con 545 alumnos y por la noche con 74 alumnos, con un personal de 25 profesores.

Esta Escuela cuenta con buenos servicios higiénicos, pero atienden las necesidades educativas con ciertas dificultades debido a la falta de material didáctico.

1,4,3 PRINCIPALES ASOCIACIONES CULTURALES, SOCIALES Y RELIGIOSAS.

Entre las principales instituciones de la Localidad tenemos la parroquia de reciente construcción, debido a -

que la antigua iglesia que había en el pueblo sufrió -
serios daños a raíz de los últimos sismos.

Existe también un Club Social donde se realizan bailes
periódicamente, además hay un salón de billar para es-
parcimiento de la población.

Otras instituciones que prestan servicio en la comuni-
dad son : La cooperativa agraria de servicios múlti -
ples, una agencia del Banco Popular del Perú, consulto
rios médico y dental, así como casi medio centenar de
establecimientos comerciales, entre tiendas, bares, res
taurantes, una botica, etc.

1.5 ASPECTO ECONOMICO

La vida económica del valle está polarizada en los pue
blos de Pachacamac y Lurín, que son las capitales dis-
tritales; a su vez estos comercian con Lima y otras -
ciudades del país. Por consiguiente al referirse al -
marco económico inmediato de Pachacamac, puede conside
rarse la provincia de Lima en general y no solamente -
el distrito.

1.5.1 COMERCIO

El comercio se realiza con el área metropolitana de Li
ma y poblaciones cercanas.

La creación reciente de un centro de esparcimiento en
el distrito, ha incrementado el valor de la propiedad

inmueble, favoreciendo el interés de la lotizadora San Fernando.

1.5.2 INDUSTRIA

Dentro de los límites del distrito, tenemos la fábrica de cemento Lima con planta en Atocongo, una fábrica de plásticos situada a dos kilómetros de Pachacamac.

Cuenta con numerosas granjas avícolas, algunas de ellas de gran extensión y montadas con técnicas modernas.

Dentro del perímetro urbano del pueblo, existe una fábrica de vinagre; y en los alrededores se elabora vinos y licores afines siendo notables de la localidad las marcas : Rojas, Cassinelli, Cuatro Bocas, etc.

1.5.3 AGRICULTURA

Es el principal recurso económico de la zona. Debido a la calidad de las tierras y alto rendimiento posee una elevada capacidad productora.

Una gran parte de la fuerza de trabajo se dirige hacia la faena agrícola. Puesto que la ocupación agrícola tiene asentadas variaciones estacionales, la mano de obra empleada, no lo está durante todo el año, obligando a emigrar a los exedentes hacia Lima y localidades vecinas.

De todas maneras la agricultura es la actividad de ma-

yor incidencia en la vida económica del distrito, los principales cultivos son : frutas, vid, algodón, productos de pan llevar.

1.5.4 GANADERIA

Existen en la zona varios centros de engorde, que abastecen de carne al mercado local, así mismo a ciertos mercados de la gran Lima y de Ica, por los mejores precios que obtienen por sus productos.

Se estima que la población ganadera de la zona es de 1,295 vacunos mayores de un año en 663 unidades agropecuarias, lo que quiere decir que existen 2 vacunos en promedio por cada unidad agropecuaria.

1.5.5 MINERIA

su presencia se manifiesta en las canteras de piedra y arena, que se usan como materiales de construcción. Cuenta también con canteras de Klinker, principal materia prima en la elaboración de cemento Atocongo; planta que se encuentra dentro de los límites del distrito y que capta una parte de la mano de obra de la localidad de Pachacamac.

1.5.6 TURISMO

Existe en la zona, los restos arqueológicos de Pachacamac, antigua ciudad incaica, de la que hoy en día quedan algunos vestigios. A pesar de esto el turismo en la

zona no es explotado en forma satisfactoria, la carencia de infraestructura hotelera atenta contra ello. Hay sin embargo, en el pueblo, establecimientos para recreo y esparcimiento en la forma de restaurantes campestres, los cuales tienen una buena actividad, sobre todo en los meses de Verano.

1.6 SERVICIOS GENERALES

El pueblo de Pachacamac cuenta con los servicios indispensables, como son el servicio eléctrico durante las 24 horas del día, servicio de agua potable, de correos, telégrafo y una posta de teléfono.

1.6.1 SERVICIO ELECTRICO

El servicio eléctrico en Pachacamac es brindado por las EE.EE.AA., a través de sus plantas hidroeléctricas en el valle del Rímac, Dicha electricidad es conducida al pueblo, a través de una red de alta tensión, alimentando en su recorrido a las poblaciones de Lurín, Pachacamac y al pueblo joven de José Gálvez.

A la entrada del pueblo existe una sub-estación de transformación de tipo terrestre, desde la cual continúa una red de baja tensión que distribuye la energía por las principales calles del pueblo. La potencia de dicha sub-estación es de 450 KVA.; dicho sea de paso que la demanda actual está muy por debajo de esta cantidad.

Las tarifas que se aplican son las mismas que las de los usuarios de Lima metropolitana.

1.6.2 SERVICIO DE COMUNICACIONES

La ciudad de Pachacamac se comunica con el resto del país por diversos medios, correos, teléfono, telégrafo y por transporte terrestre. El medio más importante para el transporte terrestre es la carretera Panamericana Sur, que atraviesa el valle de Lurín por la parte inferior.

Correos.- Existe en el pueblo una sucursal de correos que atiende a los usuarios durante el día.

Telégrafo.- Funciona en la localidad una oficina de telégrafo, la cuál depende de ENTEL-PERU, con atención permanente durante el día.

Teléfono.- Encontramos en la ciudad una posta telefónica, con un personal constante, dos telefonistas y varios empleados, brindando una buena atención al público.

Transporte de pasajeros y cargas.- Presta servicio una línea de colectivos Lima-Pachacamac, con ingreso hasta el pueblo, y una línea de micros N° 120-M Lima-Lurín-Pachacamac, sin dificultad en el servicio ya que es continuo.

En cuanto a la carga, el transporte se realiza en camiones, principalmente, hacia y desde la ciudad de Li-

ma, a través de la carretera Panamericana antigua, hasta encontrar la desviación al pueblo de Pachacamac. Durante todo el trayecto podemos ver la pista completamente asfaltada.

1.6.3 SERVICIO SANITARIO

Servicio Hospitalario.- Existe en el pueblo un Centro de Salud dirigida por una Doctora, teniendo entre su personal a un enfermero un Odontólogo, y varios auxiliares de enfermería así como personal de limpieza, los que proporcionan asistencia a unas 20 personas por día. Las enfermedades más frecuentes que se dan en el pueblo son las que afectan a la infancia, habiendo ocurrido últimamente muchos casos de tifoidea entre dicha población. Además se dan enfermedades de origen hídrico como la enterocolitis y otros que afectan al estómago.

Servicio de Limpieza Pública.- Es realizada por un camión recolector, que cumple su función en toda el área del pueblo. El municipio ha acondicionado un lugar a 7 Km. del pueblo para el relleno sanitario y/o la cremación de las basuras.

El Mercado.- Reune las condiciones de higiene indispensables, realizándose dos veces al día el recojo de los desperdicios y exigiéndose el carnet sanitario a todos los dependientes.

Cementerio.~ Los dos cementerios del pueblo cubren las necesidades del caso, estando uno de ellos en mal estado de conservación por ser muy antiguo, mientras que el otro data de 1,940.

El Camal.~ Se encuentra ubicado a la salida del pueblo, camino a Cieneguilla, compuesto de un corral en la parte anterior y un galpón cuadrangular de adobe, con ventanas de tamaño inapropiado para una adecuada ventilación. Piso de cemento con declive que conduce las materias orgánicas hacia una canaleta abierta pero sin agua corriente para la eliminación de estas materias que se estancan y entran en descomposición, creando condiciones de insalubridad y focos de propagación de gérmenes.

C A P I T U L O I I

SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

2.1 ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA

En el presente capítulo se hará una breve descripción del estado actual, funcionamiento y administración del sistema de agua potable y alcantarillado del pueblo con el objeto de saber si es posible utilizar algunas de las estructuras existentes para el diseño del presente estudio.

En primer lugar se debe conocer que el sistema actual cuenta con un reservorio flotante o sea que la zona a servir se halla entre la captación y el reservorio, lo que hace que las diferentes estructuras del sistema tengan las siguientes características.

2.1.1 LA CAPTACION

Las instalaciones de captación comprende : un pozo con forro - caisson de concreto armado de sección circular, con un diámetro interior de 2 mts.; y de 7.5 mts. de profundidad; una planta de bombeo, con una bomba tipo turbina de eje vertical, accionado por un motor eléctrico con capacidad de poder elevar 35 l.p.s. hasta el reservorio, cuyo nivel máximo queda a 36.5 mt. sobre el nivel de la planta de bombeo, a través de una

tubería de 6" de diámetro y 870 mts. de long. La cámara de bombeo tiene una dimensión de 4 x 5 mts. y anexo, existe una casa habitación para el servidor de la unidad de bombeo.

Todas estas instalaciones se encuentran en buen estado de conservación y con un mantenimiento satisfactorio.

Es posible su utilización para el estudio presente, al termino del período de diseño.

2.1.2 CONDUCCION

Por tratarse de un sistema con Reservorio Flotante, la línea de conducción es a la vez distribuidor principal. Consiste en una tubería de asbesto-cemento tipo MAZZA - de 6" de diámetro y de 870 mts. de longitud, se encuentra en un estado de conservación buena.

2.1.3 ALMACENAMIENTO

El elemento regulador de la demanda horaria, es en este caso un reservorio apoyado de sección rectangular de concreto armado. Posee una capacidad útil de 250 m³ con una cota de fondo de 126 m.s.n.m. para un tirante máximo de 2.5 mts.

Este reservorio se encuentra ubicado a media falda en el cerro Culebra, al lado Este del pueblo.

La descarga se efectúa a travéz de una tubería de 6" de diámetro, conectada a la red de distribución.

El desagüe conectado al rebose es de una tubería de las mismas características que la anterior con válvulas de operación manual.

A pesar de que se terminó de construir en 1963 se estado de conservación es bueno, pudiendo seguir sirviendo a la población de Pachacamac, para un período de diseño largo.

2.1.4 RED DE DISTRIBUCION

El área de distribución abarca la zona comprendida entre los jirones Comercio por el Norte y Lima por el Sur. Está alimentada por una tubería de asbesto-cemento de 6" de diámetro, la misma que sirve como tubería de impulsión, se encuentra en buen estado de conservación y tiene una longitud de aproximadamente 900 mts. La red propiamente dicha tiene 4,210 ml. de tubería de 4" de diámetro, del mismo tipo que la anterior, presentando una adecuada distribución de válvulas.

Las válvulas son de tipo compuerta con caja de protección y dado de maniobra; hay además cuatro grifos contra incendio ubicados en puntos estratégicos de la red, estos grifos son del tipo flor de tierra con boca de salida de 2 1/2" de diámetro.

La capacidad de esta red podría ser insuficiente para satisfacer la demanda en los próximos años con el crecimiento de la población y al mejorar el nivel de vida.

2.1.5 CONEXIONES DOMICILIARIAS

Actualmente la población de Pachacamac es servida por un sistema de abastecimiento de agua potable por conexiones domiciliarias, existiendo un total de 500 usuarios, de los cuales un 80% tienen medidores. Los usuarios pagan una tarifa de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua, es decir doméstico, industrial y/o comercial.

El 20% que no tiene medidor paga una tarifa mínima correspondiente a un consumo mínimo de 15 m³/mes.

Se puede decir que el servicio es satisfactorio.

2.1.6 ALCANTARILLADO

Consiste en un colector principal que pasa por el jirón Lima de 8" y 10" de diámetro y colectores de relleno o colectores locales de 8" de diámetro.

Dichos colectores conducen por gravedad las aguas servidas, las pendientes han seguido la formación del terreno habiéndose obtenido pendientes que varían entre 4 a 5 o/oo como mínimo y 88 o/oo como máximo.

Existen 118 buzones de 2 mts. de profundidad cada 30 mts. de colector en promedio.

A partir del último buzón ubicado en la intersección del jirón Lima y la Av. Manuel Valle continúa el emisor con una longitud de 1800 mts., tubería de 12" de diámetro.

Su recorrido es por la Av. Manuel Valle hasta la urbanización Huertas de Pachacamac, donde existe una caja de

distribución que permitirá el ingreso en el futuro a la laguna de estabilización, para continuar hasta desembocar en el río Lurín.

El emisor tiene una capacidad mínima a tubo lleno de 36 lts/seg. caudal superior al 100% del gasto de agua en su hora máxima.

2.2 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

A continuación se hará una descripción del funcionamiento del sistema con el fin de tener una idea objetiva del mismo, ver sus deficiencias y mejorar algunos de estos aspectos si fuera posible.

2.2.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE

La captación del agua se realiza de un pozo del tipo de tajo abierto, el cual produce actualmente un promedio de 750 m³/día, funcionando durante 16 horas al día mediante un motor a petróleo.

El bombeo se inicia a las 5 a.m. y termina a las 9 p.m. en forma ininterrumpida; dejando de funcionar en las horas de menor demanda o sea desde las 9 p.m. hasta las 5 a.m. además del equipo de bombeo, el motor hace funcionar un sistema de cloración, que dosifica las cantidades de cloro, para que las aguas tengan un color y olor agradable y a la vez estén libres de impurezas.

El bombeo de agua se realiza a través del sistema de reservorio flotante; es decir que la tubería troncal

de distribución, sirve también como tubería de impulsión cuando el consumo es menor que la tasa de bombeamiento.

Además de la tubería troncal, existen otras de menor diámetro que distribuyen el agua por todos los puestos del pueblo; hasta las conexiones domiciliarias donde el usuario puede hacer uso del servicio.

El estado actual del sistema es bueno, no ocasionado mayores gastos de mantenimiento.

Por referencias de los usuarios se tiene una presión de servicio alta en casi todo el pueblo, excepto en algunos puntos elevados y otros alejados, en donde la presión es insuficiente entre las 4 y 6 p.m., hora en que el servicio está en su punto mas bajo.

2.2.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Las aguas servidas son entregadas por las conexiones domiciliarias a los colectores secundarios, que son tubos de 8" de diámetro con buzones cada 30 mts. Estas a su vez entregan las aguas negras a un colector principal de 8 y 10" de diámetro ubicado en el jirón Lima, que corresponde a la calle de mas baja cota, todo el sistema es por gravedad. Del colector principal pasa directamente al emisor, no existiendo ningún tratamiento de las aguas negras las cuales van a dar al río Lurín.

Como se ve, existe el peligro de contaminación del río,

sobre todo en épocas de sequía ya que en época de avenida, por el gran caudal que arrastra las aguas negras no tienen ninguna incidencia

2.3 ADMINISTRACION DEL SISTEMA

Comprendido dentro de la administración del sistema está el diseño de la organización administrativa, tarifaria y de mantenimiento; puntos estos importantes en el desarrollo de proyectos, porque inciden notablemente en la rentabilidad de los mismos. Por ser este proyecto de carácter social, no tiene importancia la rentabilidad por lo que el estudio de la administración del sistema se hace solo en forma referencial.

2.3.1 ORGANIZACION ADMINISTRATIVA

Los servicios de agua potable y alcantarillado del pueblo de Pachacamac, se hallan bajo la administración de la Empresa de Saneamiento y agua potable de Lima (ESAL), existiendo en el pueblo una oficina dependiente, encargada de hacer los cobros a los usuarios, además de las instalaciones domiciliarias, así como reparaciones de la red pública.

La oficina de administración tiene como personal permanente, a un administrador, un motorista, dos cobradores y dos obreros de mantenimiento.

2.3.2 TARIFAS

La facturación a los usuarios es hecha por la oficina

central de la ESAL ubicada en la cuadra 14 de la Av. Venezuela, en base a las mediciones mensuales que realizan los empleados del pueblo.

La tarifa que se aplica es la misma que la de Lima, elevada en un 10% para pagar los gastos de transporte de personal.

Existen actualmente 500 usuarios del servicio de los tienen medidores el 80% y el otro 20% paga una tarifa mínima que corresponde a 15 m³ de agua.

La tarifa mínima vigente a partir de 1/05/81 es la siguiente :

Servicio doméstico : S/. 325.00

Servicio Comercial : S/. 804.00

" Industrial : S/. 1,432.00

Se tiene solamente un usuario del servicio industrial y se trata de una fábrica de vinagre.

El monto recaudado en el último mes es del orden de S/. 400,000.00.

2.3.3 SERVICIO DE MANTENIMIENTO

El mantenimiento del sistema, está a cargo del personal de la dependencia local de la ESAL, este personal se encarga principalmente de controlar cualquier desperfecto en la red de distribución del agua y en los colectores de desagüe.

Otro aspecto que debe vigilarse es el funcionamiento -

del motor para el bombeo de agua, que debe estar en perfectas condiciones, en caso de alguna falla de importancia se recurre al personal técnico de la oficina central de la ESAL,

En el caso del reservorio el mantenimiento es una vez cada año y consiste en una limpieza general la que no es significativa, ya que por el continuo uso del reservorio, este se mantiene en buen estado. Se ha podido apreciar que el costo de mantenimiento es relativamente bajo, siendo los desperfectos mas frecuentes los que ocurren dentro de las propiedades de los usuarios, siendo ellos los responsables de su reparación,

C A P I T U L O I I I

DATOS BÁSICOS DE DISEÑO

3.1 PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño en el sentido general, es el tiempo proyectado de servicio o vida de servicio, para un sistema, estructura o instalación, antes que deba ser retirado por haber llegado al fin de la vida útil al ser superada su capacidad o estar desgastada u obsoleta. En un sentido más específico, período de diseño se entiende como el tiempo aconsejable de diseño.

3.1.1 CRITERIOS PARA DETERMINAR EL PERIODO DE DISEÑO

Entre los criterios que se toman para la determinación del período de diseño, se pueden citar :

- La vida útil material de un elemento determinado, o sea el tiempo que estará en servicio el elemento antes que se desgaste o deteriore.
- La vida económica del sistema, que es el tiempo que estará en servicio el sistema, antes que resulte conveniente hacer una ampliación, reparación o reconstrucción.

Hay otro criterio de carácter técnico que consiste en determinar un período de diseño no demasiado largo que vaya a quedar obsoleto el sistema que se proyecta.

3.1.2 DETERMINACION DEL PERIODO DE DISEÑO

En la práctica corriente, en nuestro medio se acostumbra a considerar comunmente para este tipo de estructuras en período de diseño de 25 a 30 años aunque hay períodos de diseños para otras estructuras de 50 ó más años.

El período de diseño que se asumirá será de 30 años y como este período es un poco largo lo que puede originar costos excesivos se hace un estudio paralelo de una 1ra. etapa a 15 años con posibilidades de ampliación.

Período de diseño = 30 años.

3.2 POBLACION FUTURA

La determinación de la población futura constituye la base para la fijación de la capacidad de las instalaciones ya que las predicciones de la demanda de agua se basan en las estimaciones de la población y en los consumos por habitante.

El cálculo de la población futura se realiza con bastante inexactitud debido a que la variación poblacional no es regida por una ley matemática y está sujeta a fenómenos socio-económicos y fortuitos que podrían variar mucho el número total de habitantes al final del período de diseño.

3.2.1 METODO PARA LA DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA

Todos los métodos para realizar la estimación de la po -

blación futura son de caracter aproximado, debido a que constituye procedimientos de extrapolación, Se fundamentan en los hechos pasados y en el supuesto que los factores de crecimiento continuarán de la misma manera en el futuro,

Es necesario conocer la información de varios datos censales, En nuestro país esta información es bastante escasa, por lo que la estimación de la población futura se hace más inexacta,

DATOS CENSALES

AÑO	POBLACION
1,940	1,114
1,961	1,423
1,972	2,144
1,981	2,875

Por ser el censo de 1,940 muy antiguo, y que no refleja la realidad actual en que vivimos, anulamos ese dato censal por lo que consideraremos solo los datos de los años 1,961, 1,972 y 1,981,

a) Método Aritmético,~ Se aplica a poblaciones de crecimiento estable o zonas rurales. La variación de la población se supone que es de acuerdo a una función lineal

y se expresa así :

$$P_f = P_o + rt \dots\dots\dots (1)$$

Siendo :

P_f = población futura

P_o = población del último censo

r = razón de crecimiento por año

t = tiempo en años

La razón de crecimiento " r " se calcula en el siguiente cuadro y está dada por la ecuación :

$$r = \frac{P_f - P_o}{t}$$

Año	Población	$P_f - P_o$	t	r
1,961	1,423	721	11	66
1,972	2,144			
1,981	2,875	731	9	81

Razón de crecimiento promedio :

$$r_p = \frac{66 + 81}{2} = 73.5$$

Reemplazando en la ecuación (1)

$$P_{10} = 2875 + 73.5 (10) = 3610$$

$$P_{15} = 2875 + 73.5 (15) = 3977$$

$$P_{20} = 2875 + 73.5 (20) = 4345$$

$$P_{30} = 2875 + 73.5 (30) = 5080$$

b) Método de Interés Simple.- Se emplea en poblaciones que están muy cerca del límite de saturación.

De acuerdo a este método, se asume que la población crece según una progresión aritmética regida por la siguiente ecuación :

$$P_f = P_o (1 + rt) \dots\dots\dots (2)$$

De aquí se deduce que :

$$r = \frac{P_f - P_o}{P_o \cdot t}$$

En donde :

P_t = población futura

P_o = población inicial

r = razón de la progresión

t = diferencia en años entre dos censos.

Año	Población	t	$P_f - P_o$	$P_o \cdot t$	r
1,961	1423	11	721	15,653	0.046
1,972	2144				
1,981	2875	9	731	19,296	0.038

La razón promedio será :

$$r_p = \frac{0.046 + 0.038}{2} = 0.042$$

Reemplazando en (2) se tiene :

$$P_{10} = 2875 (1 + 0.042 \times 10) = 4,082$$

$$P_{15} = 2875 (1 + 0.042 \times 15) = 4,686$$

$$P_{20} = 2875 (1 + 0.042 \times 20) = 5,290$$

$$P_{30} = 2875 (1 + 0.042 \times 30) = 6,498$$

c) Método de Interés Compuesto o Geométrico.- Aquí se supone que la población crece de acuerdo a una ley de proporción geométrica. Se aplica este método a poblaciones en proceso de desarrollo y cuyo crecimiento es principalmente de carácter vegetativo.

Su expresión matemática es :

$$P_f = P_o (1 + r)^t \dots\dots\dots (3)$$

De aquí se deduce :

$$r = \frac{P_f/P_0}{t} - 1$$

En donde :

P_f = población futura

P_0 = población inicial

r = razón de crecimiento

t = diferencia de años entre dos censos

Año	Población	t	P_f/P_0	$t P_f/P_0$	r
1,961	1423	11	1,507	1,038	0.038
1,972	2144				
1,981	2875	9	1,341	1,033	0.033

La razón promedio :

$$rp = \frac{0.038 + 0.033}{2} = 0.036$$

Cálculo de la población futura :

$$P_{10} = 2875 (1.036)^{10} = 4,095$$

$$P_{15} = 2875 (1.036)^{15} = 4,887$$

$$P_{20} = 2875 (1.036)^{20} = 5,832$$

$$P_{30} = 2875 (1.036)^{30} = 8,307$$

d) Método de la Parábola de 2do. Grado.- Es aplicable - cuando existe un crecimiento explosivo de la población. El método consiste en suponer que la población crece si guiendo una progresión que tiene la forma de una parábola la de 2do. grado y cuya ecuación es la siguiente :

$$P_f = A x^2 + Bx + C \dots\dots\dots (4)$$

En donde :

P_f = parábola genérica (población futura)

x = número de años transcurridos desde el ano de referencia base.

A, B, C = Parámetros que hay que hallar resolviendo un sistema de tres ecuaciones planteada a partir de datos conocidos.

Tabulando valores :

Año	Población	x	x^2
1,961	1423	0	0
1,972	2144	11	121
1,981	2875	20	400

Reemplazando en (4)

$$P_{1961} - 1423 - A(0) + B(0) + C$$

$$P_{1972} - 2144 - A(121)+ B(11) + C$$

$$P_{1981} - 2875 - A(400)+ B(20) + C$$

Del sistema resulta :

$$A = 0.784$$

$$B = 56.9$$

$$C = 1423$$

Reemplazando estos valores en la ecuación (4)

$$P_f = 0.784 x^2 + 56.9 x + 1423$$

Luego se puede deducir :

$$P_{1091} = 0.784 (30)^2 + 56.9 (30) + 1423 = 3836$$

$$P_{1996} = 0.784 (35)^2 + 56.9 (35) + 1423 = 4375$$

$$P_{2001} = 0.784 (40)^2 + 56.9 (40) + 1423 = 4953$$

$$P_{2011} = 0.784 (50)^2 + 56.9 (50) + 1423 = 6228$$

e) Método de los Incrementos Variables. - Este método es aplicable a poblaciones medianas entre 30,000 y 100,000 habitantes; para su aplicación, se necesita conocer por lo menos tres valores de la población en fechas igualmente espaciadas. Para el efecto tomaré datos de población de las tres últimas décadas calculadas por interpolación de los censos anteriores en la curva de tendencias o curva original.

Año	Población	Incremento (R)	Variación de Incrementos (r)
1,961	1423	627	198
1,971	2050	825	
1,981	2875		

$$R = 1452$$

$$r = 198$$

La fórmula a emplear es la siguiente :

$$P_n = P_{n-1} + R + n.r \dots\dots\dots (5)$$

En donde :

n = número de década al fin del período de diseño

P_n = población correspondiente

R = promedio de incrementos variables

r = promedio de diferencia de incrementos

Luego se tiene :

$$R_{\text{prom.}} = 1452/2 = 726$$

$$r_{\text{prom.}} = 198$$

Aplicando la fórmula (5) se obtendrá :

$$P_{10} = 2875 + 1(726) + 1(198) = 3799$$

$$P_{15} = 3799 + 0.5(796) + 1.5(198) = 4459$$

$$P_{20} = 3799 + 1(726) + 2(198) = 4921$$

$$P_{30} = 4921 + 1(726) + 3(198) = 6241$$

f) Método Racional..- Este método se puede considerar como el mas lógico y exacto para la determinación de la población futura de una ciudad, ya que intenta estudiar todos los factores que influyen en el crecimiento de una población. Para su correcta aplicación es necesario conocer :

a) El crecimiento vegetativo de la población

- b) Corrientes migratorias
- c) Factores sociales, económicos, culturales, geográficas, etc., los cuales intervienen en el crecimiento de la población y tienen relativa influencia en este fenómeno.

Para la ciudad de Pachacamac, solamente disponemos de información referente al crecimiento vegetativo, no existen datos respecto a la población que migra de O hacia Pachacamac.

Se puede considerar sin embargo, que la población que sale de Pachacamac es compensada con lo que llega a la misma.

En lo que respecta a los aspectos sociales y geopolíticos, no encuentro elementos que previsiblemente pudieran ser factores importantes de crecimiento de la población; agregamos a esto que según los Ingenieros Wagner y Lanoix, quienes realizaron estudios estadísticos con una gran cantidad de poblaciones rurales, por encargo de la Organización Mundial de la Salud, es sumamente exacto considerar que el crecimiento de una población rural que no ofresca elementos importantes que aceleren su desarrollo y que además sea una población antigua, su crecimiento será apenas igual al vegetativo.

A continuación se hará el cálculo de la población futura en base al crecimiento vegetativo de la última década (1,972-1,980) según información obtenida en la Municipalidad del pueblo.

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	CRECIMIENTO VEGETATIVO	POBLACION	INDICE DE CREC. ANUAL
1972	84	13	71	2144	0.033
1973	85	15	70	2214	0.034
1974	89	14	75	2289	0.035
1975	92	13	79	2368	0.034
1976	96	16	80	2448	0.035
1977	101	16	85	2533	0.032
1978	99	17	82	2615	0.031
1979	99	18	81	2696	0.031
1980	104	19	35	2781	

$$\Sigma = 0.265$$

Indice de crecimiento vegetativo

$$\text{Promedio Anual} = \frac{0.265}{8} = 0.033$$

Luego la población futura, considerando tan solo el crecimiento vegetativo, la calcularemos mediante la fórmula :

$$P_f = P_0 (1 + i)^n \dots\dots\dots (6)$$

Teniendo como base el dato censal de 1981 y reemplazando en (6)

$$P_{10} = 2875 (1.033)^{10} = 3,978$$

$$P_{15} = 2875 (1.033)^{15} = 4,679$$

$$P_{20} = 2875 (1.033)^{20} = 5,503$$

$$P_{30} = 2875 (1.033)^{30} = 7,615$$

3.2.2 GRAFICO DE LOS METODOS

A continuación graficaremos la curva Población rS tiempo de los principales métodos utilizados para encontrar la población futura de los que sacamos las siguientes conclusiones :

Los métodos aritméticos y de interés simple arrojan resultados de la población futura muy bajos, debido a que dichos métodos se aplican a poblaciones rurales con un crecimiento estable, que no es el caso de Pachacamac.

El método de crecimientos variables, así como el de la parábola de 2do. grado que son aplicadas a ciudades medianas, nos dan resultados poco confiables, primero porque no existen los suficientes datos censales y segundo porque no son aplicables a pueblos como Pachacamac.

Si descartamos los anteriores métodos, tendremos dos métodos que consideran la necesidad del pueblo de Pachacamac, osea el crecimiento vegetativo. Adoptamos por lo tanto una población que es el promedio de estos dos métodos.

Población futura = 8,000 habitantes

Así mismo consideraremos que el 100 % de dicha población estará servida.

Población de diseño = 8,000 habitantes.

3.3 . AREA DE EXPANSION

Para desarrollar un proyecto de abastecimiento, necesitamos conocer como un punto principal, hasta donde va a crecer la ciudad al término del período de diseño para levantar la indeterminación, asumiremos que la población crecerá de acuerdo a un plan regulador de tal manera que las áreas que ocupe estarán saturadas, es decir estarán totalmente habilitadas, ya sea para vivienda o como zona industrial o comercial.

3.3.1 CRITERIOS PARA DEFINIR EL PLANO REGULADOR

Los criterios a seguir, para definir el plan regulador de una ciudad son los siguientes :

- Intensificación del uso residencial, tanto en las áreas estrictamente ocupadas, como en las nuevas a formarse, evitándose el crecimiento desproporcionado del área urbana, en relación con la población y permitiendo así una mejor y mas intensa utilización del suelo y los servicios.
- Zonificación de áreas claramente diferenciadas y localizadas para cada uno de los usos y actividades, según las funciones urbanas teniendo en cuenta el tipo de área y espacios urbanos, este criterio tan importante es en el caso de los usos industrial, comercial y otros tipos de zonas.
- Organización de la ciudad mediante una estructura ur-

bana destinada a lograr la coherencia de las áreas habitacionales.

Teniendo en cuenta estos conceptos la expansión urbana es orientada de acuerdo a la disponibilidad de terreno, a la disponibilidad de centros comerciales y educativos y sobre todo a la facilidad con que pueda ser habilitada.

3.2.2 ZONIFICACION

Cuando se define el plan regulador de ciudades grandes, se hace indispensable hacer una zonificación de las áreas de expansión de acuerdo al uso que se le pueda dar, reservando áreas para uso residencial, comercial, industrial, recreativos, etc., con esto obtendremos un coherente y organizado desarrollo de la estructura urbana. Pero en el caso de pueblos pequeños, esto es poco práctico ya que su crecimiento se realiza en forma conjunta es decir, que en la misma zona se conjugan usos residenciales, comerciales y en menor grado industriales. Por las características señaladas y en ausencia de un plan director urbano, para los efectos de este estudio se considerará una zona general con densidad media.

3.3.3 DENSIDAD DE SATURACION

Para definir una densidad de saturación que esté dentro de un margen aceptable y lógico se tendrá en cuenta :

- Densidad actual y estado del pueblo
- Densidades comparativas de otros pueblos.

En el plano de la siguiente página se observa el perímetro actual del pueblo, que tiene un área aproximada de 30 Ha. y una densidad de $2875/30 = 96 \text{ hab/Ha.}$

Por otro lado, el pueblo presenta dos zonas diferenciadas; una zona céntrica, constituida por edificaciones de material noble, presentando una regular utilización de la tierra; y otra zona periférica de baja densidad - que presenta solares grandes, habitados por familias no muy numerosas.

Por lo anteriormente expuesto y por que seguramente en el futuro el crecimiento del pueblo será hecho en forma mas planificada; considero que la densidad futura será algo mayor a la actual.

Para definir la densidad futura, tendremos que basarnos en datos históricos de otros pueblos que tengan característica socioeconómicas semejantes a Pachacamac.

Tal es el caso de Lurín, que además se encuentran situados muy cercas entre sí.

En la actualidad Lurín tiene una población de 6,592 habitantes, es decir un valor cercano a nuestra población de diseño; ocupando una superficie de 53 Ha. por lo cual su densidad es $6592/53 = 124 \text{ hab/Ha.}$

Considero que este valor está dentro de un rango aceptable y lógico por lo que adoptaremos :

Densidad futura - 125 hab./Ha.

3.3.4 EXPANSION URBANA

La tendencia actual del crecimiento de Pachacamac está orientada hacia el Sur, siguiendo la dirección de la - Panamericana y también hacia el Oeste, por ser estas - zonas de más fácil habilitación.

Para el año 2,001 en que la población calculada sera de aproximadamente 8,000 habitantes, tendremos un área urbana de :

$$\text{Area} = 8,000/125 = 64 \text{ Ha.}$$

En el plano topográfico se ha delimitado una probable área de crecimiento, para el año de diseño, con un área igual a la calculada en base a la densidad probable.

3.4 CONSUMO

La cantidad de agua necesaria para abastecer a una población, de tal manera que se garantice una provisión suficiente depende de las costumbres y nivel de vida - de los usuarios, así también como del precio tarifario del agua, del desarrollo de las industrias, de la extensión y planificación de las calles, del clima de la localidad, etc.

Para la selección de la fuente adecuada y para la fijación de la capacidad de las instalaciones, debemos rea

lizar un análisis cuidadoso del consumo previsible de agua por parte de los usuarios del servicio que se proyecta.

La determinación del consumo de agua de una población se realiza en litros/habitante/día, recibiendo el nombre específico de "Dotación de Agua".

3.4.1 DOTACION

La fijación de la dotación o consumo de agua por habitante y por día es muy variable, debido a la influencia de diversos factores, en nuestro medio se resuelve en base a la estimación de la población futura y a recomendaciones de dotaciones que la experiencia señala, como adecuadas en relación a esta población estimada.

El procedimiento que se acostumbra a usar afin de definir algún valor para la dotación, consiste en examinar los diversos usos que se dan al agua en una comunidad, y tratar de establecer las incidencias de cada uno de dichos usos en el consumo total.

De un modo general se examinan los siguientes usos :

- Doméstico
- Comercial
- Industrial
- Público
- Pérdidas y desperdicios

La suma de estos consumos llevan al valor medio total - generalmente designado por "consumo per cápita" o dotación (valor medio anual).

Examinaremos de un modo ligero cada uno de los mencionados usos, indicando en cada caso, los valores recomendados por diferentes estudiosos.

a) Uso doméstico.- Corresponde al volumen de agua utilizado para usos como : Bebida, alimentación, aseo personal y requerimientos de la vivienda en general.

A continuación se dan algunas recomendaciones para calcular el valor medio del consumo en el uso doméstico :

Dr. S. Brito	77 lts/hab/día
Normas Brasileñas	75 - 150 "
Fair y Geyer	57 - 265 "

b) Uso comercial.- Es el agua empleada en restaurantes, hoteles, oficinas, almacenes, hospitales, y establecimientos comerciales en general.

La magnitud de este consumo depende de la cantidad e importancia de los establecimientos anteriormente señalados.

El Dr. Brito para pequeñas y medianas poblaciones recomienda un rango de 30-35 lts/hab/día para usos comercial e industrial.

Fair y Geyer indica un rango entre 38-380 lts/hab/día.

c) Uso industrial. - Representado por el volumen de agua utilizado en los procesos industriales. En el punto anterior se hace una estimación global de los usos comercial e industrial.

En caso de ciudades importantes, que cuentan con industrias desarrolladas, es necesario hacer una determinación más exacta del uso del agua, en base a estudios de cada industria.

d) Consumo público. - Comprende el agua empleada para servir locales públicos tales como : Comiserías, escuelas, mercados, municipios, y en actividades como : Limpieza de calles, riego de jardines, parques públicos, etc.

Se recomienda para satisfacer este consumo estimar un 25% del consumo total.

e) Pérdidas y desperdicios. - Constituye la porción de agua que se pierde a través de instalaciones defectuosas o mal uso del agua.

En un sistema medianamente bien utilizado como el de Pachacamac puede perderse de 10 a 20 % del total del consumo.

3.4.2 CONSUMO PROMEDIO ANUAL

El procedimiento usual para determinar el consumo promedio anual o dotación per cápita, consiste en hacer una

estimación de los cinco tipos de consumo anteriormente mencionados, la suma de los cuales llevará al valor total del consumo promedio que se adopte para una población específica.

En este caso sin embargo, pienso que seguir este procedimiento sería arbitrario y realmente poco técnico, puesto que difícilmente se podría definir, por ejemplo, tal o cual consumo doméstico, para ello sería necesario un largo estudio estadístico. En consecuencia la dotación a adoptarse se ha determinado en base a las Normas Peruanas para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado, del Reglamento Nacional de Construcciones, que especifica lo siguiente :

Para ciudades pequeñas con clima cálido o templado, su dotación será de 200 lts/hab/día.

3.4.3 VARIACIONES DEL CONSUMO DIARIO

El consumo de agua de una población, no es uniforme en todos los días del año, existiendo respecto al promedio diario anual, variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Nos interesa especialmente los dos últimos casos.

El consumo diario del agua varía respecto al promedio diario anual dentro de un amplio rango y son los máximos consumos en los meses de verano, pero además en cualquier época del año ocurren variaciones diarias,

dentro de la semana el día de menos consumo es el Domingo y los máximos ocurren los días Lunes o Martes.

Lo que interesa establecer es el porcentaje máximo que alcanza la variación diaria. Al respecto se han realizado muchos estudios, que han llevado a la determinación de un "coeficiente de máxima variación diaria" denominado K_1 :

$$K_1 = \frac{\text{Consumo del día de máxima demanda}}{\text{Consumo promedio anual}}$$

El ingeniero W. Castagnino recomienda los siguientes valores :

Climas templados	1.4 a 1.6
Climas cálidos y húmedos	1.2 a 1.4
Climas de regiones áridas	1.8 a 2.0

En nuestro medio las variaciones de la temperatura no son muy grandes por lo cual el Reglamento Nacional de Construcciones recomienda un valor de K_1 no muy elevado que es el que adoptaremos.

$$K_1 = 1.3$$

3.4.4 VARIACIONES HORARIAS

Las variaciones horarias, dependen entre otras cosas, del tamaño de la población, del régimen de vida y costumbres; en una población pequeña los habitantes tienen

generalmente costumbres análogas en el uso del agua por lo que las variaciones horarias son grandes, lo contrario ocurre en las grandes urbes.

Lo que nos interesa establecer es el máximo consumo horario, osea el mayor gasto registrado durante una hora en el día de máximo consumo, previamente determinaremos el "coeficiente de variaciones horarias" denominado K_2

$$K_2 = \frac{\text{Consumo en la hora de máxima demanda}}{\text{Consumo promedio del día}}$$

El ingeniero W. Castagnino , recomienda valores para K_2 de 2 a 2.5 para regiones no desarrolladas de tipo rural. Entre nosotros se tienen datos para ciudades grandes y se registran valores máximos entre 130 y 160 % .

Para el caso de Pachacamac adoptaremos un $K_2 = 2.0$, considerando que es un valor conservador y no tan elevado que nos pueda llevar a costos excesivos.

De lo anterior determinaremos $K_3 = K_1 \times K_2$, que nos llevará al máximo gasto horario en el día de mayor consumo.

$$K_3 = \frac{\text{Consumo en la hora máxima del año}}{\text{Consumo promedio anual}} = 1.3 \times 2.0 = 2.6$$

3.4.5 CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de diseño se calcularán en base a la siguiente expresión :

$$Q = \frac{\text{Población} \times \text{dotación}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

Como sabemos, por cálculos anteriores la población de diseño es de 8,000 habitantes y la dotación de 200 litros por habitante por día.

CONSUMO	%	l/seg.	m ³ /h
Consumo promedio	100	18.51	66.6
Consumo máximo diario	130	24.06	86.6
Consumo horario	200	37.02	133.3
Consumo " Maximorum	260	48.13	173.1

3.5 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

En los abastecimientos de agua a ciudades, el caudal que es captado y consumido no coinciden, por el contrario, - unas veces el caudal que se suministra es superior al - consumo y otras el consumo es superior a lo captado.

Para asegurar que el servicio se preste sin interrupciones, se debe construir un reservorio regulador que almacene aguas en las horas de menor consumo y la suministre en las horas de mayor demanda.

Además de regular las variaciones horarias un almacenamiento tiene las siguientes ventajas :

- Mejora los gastos y presiones del sistema, con lo que el servicio es más eficiente.

- Posibilita reparaciones de tuberías sin interrumpir el suministro de agua.
- Se dispone de un almacenamiento para cualquier emergencia, como incendios, fugas, etc.

Para determinar la capacidad del reservorio se debe tener en cuenta los siguientes factores :

- a) Volumen requerido para compensar las variaciones horarias.
- b) Volumen para combatir incendios.
- c) Volumen de reserva en previsión de cualquier avería.

3.5.1 VOLUMEN DE REGULACION

Se determina en base al denominado "Diagrama de Masas" - construido a partir de un cuadro de variaciones horarias promedio para el día de máximo consumo.

Como quiera que para Pachacamac no existe un record de variaciones horarias de la demanda, asumiremos valores - que da Schoklitsh, como típicos para poblaciones rurales, expresado en porcentaje del consumo máximo diario.

$$Q_{(100 \%)} = 24,06 \text{ lts/seg.}$$

En base a las variaciones horarias acumuladas, dibujamos el diagrama Masa.

VARIACIONES HORARIAS				
HORAS	GASTO HORARIO %	GASTO lt/seg.	Consumo Parcial (M ³)	Consumo Acumulado (M ³)
0 - 2	20	4.81	36.4	36.4
2 - 4	40	9.62	69.2	103.8
4 - 6	50	12.03	86.6	190.4
6 - 8	120	28.87	207.6	398.0
8 - 10	140	33.68	242.3	640.3
10 - 12	200	48.12	346.0	986.3
12 - 14	160	38.49	278.8	1,263.1
14 - 16	130	31.28	224.9	1,488.0
16 - 18	140	33.68	242.3	1,730.3
18 - 20	110	26.47	191.0	1,921.0
20 - 22	50	12.03	86.6	2,007.6
22 - 24	40	9.62	69.2	2,077.0

Como no hemos definido aún si el abastecimiento será por gravedad o bombeo, tendremos que calcular el volumen de regulación para estos dos casos.

a) Caso de Abastecimiento del Reservorio por Gravedad

En este caso el agua es captada de una fuente superficial con cota topográfica mayor que la cota del reservorio y conducida a este a través de una tubería o canal, previo paso por una planta de tratamiento. El -

llenado del reservorio se hace generalmente durante las 24 horas del día,

Gráficamente podemos observar en el Diagrama Masa No. 1 que la recta que une los puntos de extremo de la curva, denominada línea A, representa el Diagrama Masa del llenado del reservorio y su pendiente nos da la tasa o velocidad de llenado,

El volumen necesario para compensar las variaciones horarias, viene dado por el segmento vertical AB que está definido por las tangentes superior e inferior al Diagrama Masa y que son paralelas a la línea A, Del gráfico obtenemos un volumen de regulación de 530 m^3 con una tasa de llenado de 24 lts/seg.

b) Caso de Abastecimiento del Reservorio por bombeo

Cuando el abastecimiento del reservorio es por bombeo, la bomba generalmente no trabaja las 24 horas del día ya que va contra su misma eficiencia, el bombeamiento se realiza en las horas de mayor consumo y el número de horas de bombeo se determina en base al rendimiento de la fuente, Es evidente que a menos horas de bombeo la tasa de bombeamiento será mayor.

El método que seguiremos para determinar el volumen de regulación, es gráfico y se puede apreciar el Diagrama Masa No. 2,

En primer lugar supondremos diferentes tasas de bombeamiento, así las líneas de B, C, D representan bombeos

de 14, 16 y 18 horas al día,

La tasa de bombeamiento más conveniente es aquella que se separa menos del Diagrama Masa.

Después de varios ensayos, observamos que la tasa de bombeo más conveniente, es la representada por la línea C correspondiente a un bombeo de 16 horas diarias, Se ha dibujado en el diagrama una línea paralela a C que se aleja lo menos posible de la curva masa, Esta línea representa un bombeo que se inicia a las 5 horas y termina a las 21 horas, lo cual es muy lógico ya que son las horas de mayor consumo,

El volumen de regulación, está dado por la suma del V_1 ó volumen gastado antes de iniciarse el bombeo y el V_2 ó volumen gastado después de terminado el bombeo, Aplicando lo anterior obtendremos un volumen de regulación igual a 300 m^3 que representa, un 19% del consumo promedio diario, que está dentro del rango que recomiendan las Normas Americanas para estos casos que es del 15 al 30%,

La tasa de bombeamiento necesaria será :

$$T.B. = 24,06 (24/16) = 32,1 \text{ lts/seg.}$$

3.5.2 VOLUMEN PARA COMBATIR INCENDIOS

Este volumen dependerá entre otras cosas de :

- Características de la comunidad y el valor de la propiedad,

- Población
- Materiales predominantes, es obvio que si es madera este volumen será mayor,
- Existencia de depósitos o materiales combustibles,
- Record estadístico de la ocurrencia de siniestros en la comunidad estudiada,

Para comunidades pequeñas, se usa en nuestro medio las siguientes fórmula práctica :

$$q = 10 \sqrt{P}$$

$$V = q \cdot t$$

En donde :

q = gasto necesario para extinguir el incendio

P = Población en miles

V = Volumen de almacenamiento

t = tiempo de duración del incendio, se estima 2 horas,

Luego :

$$q = 10 \sqrt{8} = 28 \text{ lts/seg,}$$

$$V = 28 \times 3,600 \times 2 = 201,6 \text{ m}^3$$

El Ingeniero W. Castagnino, señala que para comunidades de América Latina, basta con asegurar en todo punto de la red, un caudal de 1,000 lts/min, con un almacenamieno

to para 4 horas de incendio, De lo anterior :

$$V = 1,000 \times 4 \times 60 = 240,000 \text{ lts.} = 240 \text{ m}^3$$

El reglamento para poblaciones menores de 10,000 habitantes no contempla volumen de incendio, En nuestro caso por ser Pachacamac una ciudad de crecimiento acelerado, pero aún de población reducida consideraremos la mitad del valor calculado anteriormente :

$$\text{Volumen de incendio} = 120 \text{ m}^3$$

3.5.3 VOLUMEN DE RESERVA

Este volumen está considerado en previsión de cualquier contingencia, que se presente y que impida el suministro normal de agua; como por ejemplo roturas en el sistema de conducción o un crecimiento demasiado acelerado de la población que impida la construcción de la infraestructura necesaria a su debido tiempo.

Por lo general para la estimación del volumen de reserva se considera un porcentaje del volumen total de almacenamiento, este porcentaje varía entre 10 y 20 %.

En nuestro caso consideraremos un volumen de 50 m^3 que está cerca al 10 % del volumen total y considerando que el volumen de incendio puede servir de reserva para cualquier emergencia.

3,5,4 VOLUMEN TOTAL DE ALMACENAMIENTO

El volumen total de almacenamiento quedará definido por la suma de cada uno de los volúmenes parciales determinados.

	POR GRAVEDAD	POR BOMBEO
Volumen de regulación	530	300
Volumen de incendio	120	120
Volumen de reserva	50	50
TOTAL :	700	470

En resumen, consideraremos para el caso de abastecimiento por gravedad un volumen de 700 m³ y para el caso de abastecimiento por bombeo durante 16 horas al día un volumen de 500 m³.

C A P Í T U L O I V

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

4.1 ESTUDIO DE LA CUENCA

En el presente capítulo se hará un estudio de los tipos de fuentes existentes y que pueden ser aprovechados en el abastecimiento de agua de un pueblo, previamente estudiaremos la cuenca del río Lurín, cuenca a la que pertenece el pueblo de Pachacamac.

4.1.1 DESCRIPCION DE LA CUENCA

La cuenca del río Lurín está ubicada en el Departamento de Lima entre los paralelos $11^{\circ}52'$ y $12^{\circ}17'$ de latitud Sur y los meridianos $76^{\circ}13'$ y $76^{\circ}56'$ de longitud Oeste (ver mapa adjunto). Limita por el Norte con la cuenca del río Rímac y por el Sur con las cuencas de los ríos Chilca y Mala.

Tiene un área de $1,698 \text{ km}^2$ que representa aproximadamente el 0,13% de la superficie total del territorio nacional, su forma es irregular, alargada, siguiendo una dirección NE - SO.

La gran variación orográfica dentro de la cuenca origina una diferencia climática entre la parte baja de clima cálido y húmedo y la parte alta de clima un poco menos cálido y seco.

El acceso se hace por medio de la carretera Panamericana que atraviesa de NO a SE los distritos de Pachacamac y Lurín, en el extremo Sur del valle. Otros poblados en la parte alta y media del valle como Manchay, Antioquía, San Damián, etc., están conectados por caminos afirmados.

4.1.2 DESCRIPCION HIDROMETEOROLOGICA DE LA CUENCA

El ciclo hidrológico anual en la cuenca se caracteriza por presentar cuatro períodos definidos ; Uno de abundancia que abarca 3 o 4 meses durante el cual se descarga el 75 % del volumen anual, otro de estiaje que abarca 5 o 6 meses en el que se observa un pequeño flujo procedente a veces de la napa freática, y por último 2 períodos transicionales entre el estiaje y la abundancia.

Este ciclo del río es correspondiente con un ciclo de precipitaciones pluviales, las cuales ocurren en forma sensible por sobre la cota de 2,000 m.s.n.m.

Todos estos fenómenos meteorológicos e hidrológicos son estudiados por entidades como el SENAMHI y el Ministerio de Agricultura, para lo cual cuentan con estaciones de observaciones, (Ver Cuadro en la siguiente página)

PRINCIPALES OBSERVATORIOS

METEOROLOGICOS	HIDROLOGICOS
San Lázaro de Escomarca	San Damián
Santiago de Tuna	Sta. Cruz de Laya
Chalilla	Antapucro
Antioquia	Chacra Alta
Manchay Bajo	Manchay

4.1.2.1 PRECIPITACIONES PLUVIALES

Las precipitaciones pluviales en el valle, como puede observarse en los cuadros 4.1,a, b, c, d, e del servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, se producen en forma abundante en los meses de Enero, Febrero y Marzo y son senciblemente mayores en la parte alta del valle. El resto del año son escasas llegando a ser nulas los meses de Junio a Agosto.

A partir de los datos de las precipitaciones promedio para las cinco estaciones de la cuenca, calcularemos en el siguiente cuadro el volumen promedio del agua que se precipita en la cuenca en un año.

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

DIRECCION DE METEOROLOGIA

DIVISION DE CLIMATOLOGIA

ESTACION : ...CHALLA...PLU.5119...

LAT : ...11°56'...S.... DPTO: ...LIMA....

OBSERVACIONES DE : PRECIPITACION MENSUAL.

LONG: ...76°20'...W..... PROV: ...HUARACHIRI..

ALT : ...4,050 m.s.n.m.; DIST : ...SAN DAMIAN.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMB	TOTAL
1971	81.0	134.0	128.4	42.3	3.1	-	-	2.7	-	7.2	6.8	48.7	508.2
1972	133.2	101.2	255.6	46.2	-	-	-	-	0.9	26.0	53.1	108.9	725.1
1973	135.9	73.9	183.0	23.2	4.0	-	-	1.3	11.6	19.7	7.5	73.0	533.1
1974	94.6	148.7	128.1	17.0	-	-	-	-	-	-	28.8	11.9	429.1
1975	55.7	77.7	208.9	13.1	0.8	-	-	-	0.5	1.1	17.2	40.4	415.8
1976	20.2	165.7	76.4	-	-	-	-	-	-	-	-	50.3	313.2
1977	10.9	135.9	26.0	-	-	-	-	-	-	-	51.1	1.3	225.2
1978	96.9	7.6	17.0	34.7	-	-	-	-	-	-	-	41.6	198.2
1979	62.7	61.0	164.3	-	-	-	-	-	-	-	-	14.7	302.7
1980													
TOTAL	691.1	905.7	1241.7	176.5	7.9	0.0	0.0	4.0	13.0	54.0	164.5	390.9	3,650
MEDIA	76.8	100.6	138.0	19.6	0.9	0.0	0.0	0.4	1.4	6.0	18.3	43.4	405.5

CUADRO No: 4.1.a

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

DIRECCION DE METEOROLOGIA

DIVISION DE CLIMATOLOGIA

ESTACION DE : SAN LAZARO DE ESCOMARCA PUJ-6.102.. LAT : 12°11' S.... DPTO: LIMA.....
 OBSERVACIONES DE : PRECIPITACION MENSUAL LONG : 76°21' W..... PROV: HUARACHIRI..
 ALT : 3,600 m.s.n.m. DIST: LAMBA.....

AÑOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUB.	NOVIEM.	DIC.	TOTAL
1971	50.9	100.0	188.3	20.4	-	-	-	-	-	-	-	48.7	408.3
1972	88.2	109.7	268.0	73.0	-	-	3.9	-	-	20.3	39.1	157.3	759.5
1973	168.9	77.9	264.9	100.4	-	-	-	-	-	-	-	50.7	662.3
1974	54.8	97.4	95.3	35.5	-	2.9	-	-	-	-	5.0	8.4	299.3
1975	73.5	76.8	131.2	20.0	4.5	-	-	-	-	-	6.1	68.9	380.9
1976	99.8	100.7	87.0	6.7	-	-	-	-	-	-	2.1	7.9	304.1
1977.	67.2	141.6	95.1	15.5	-	-	-	-	-	-	11.3	45.5	376.2
1978	43.5	31.0	98.1	44.4	-	-	-	-	-	7.5	-	11.3	236.0
1979	8.5	54.8	217.2	6.8	-	-	-	-	-	3.0	1.5	-	291.8
1980	94.3	8.6	116.5	-	-	-	-	-	-	10.8	7.3	8.0	245.5
TOTAL	749.6	798.5	1561.6	322.7	4.5	2.9	3.9	0.0	0.0	41.6	72.4	406.7	3,965
MEDIA	75.0	79.8	156.2	32.3	.5	.3	.4	0.0	0.0	4.2	7.2	40.7	396.5

CUADRO N°: 4.1.1.b

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION DE METEOROLOGIA

DIVISION DE CLIMATOLOGIA

ESTACION DE : SANTIAGO DE TUNA. PLU-5224
OBSERVACIONES DE : PRECIPITACION MENSUAL.....

LAT. 11°59' S DPTO. LIMA.....
LONG. 76°31' W PROV. HUAROCHE.....
ALT. 2921 m.s.n.m. DIST. SGTO. DE TUNA..

AÑOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUB.	NOVIEM	DICIEM.	TOTAL
1971	33.9	87.1	130.3	3.3	-	-	-	-	-	0.2	-	27.8	282.6
1972	38.7	118.	304.0	-	-	-	-	-	-	2.0	-	14.2	477.0
1973	78.5	33.2	162.3	12.5	-	-	-	-	5.5	2.3	4.9	8.2	307.4
1974	19.0	130.9	121.3	-	-	-	-	-	-	-	2.8	24.0	297.8
1975	10.0	53.0	105.2	-	-	-	-	-	-	-	-	59.3	227.3
1976	65.2	149.7	38.6	3.0	-	-	-	-	-	-	-	1.8	258.3
1977	34.5	209.9	109.2	17.7	-	-	-	-	-	-	9.8	40.1	421.2
1978	19.1	25.8	92.5	-	-	-	-	-	-	3.0	0.8	4.2	145.4
1979	2.5	11.5	155.8	3.6	-	-	-	-	-	-	-	1.2	174.6
1980	29.4	37.8	42.0	13.3	-	-	-	-	-	3.5	2.1	2.9	131.0
TOTAL	330.8	85.7	1261.2	53.4	0.0	0.0	0.0	0.0	5.5	11.0	20.4	183.7	2.722
MEDIDA	33.1	85.7	126.1	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	-	2.0	18.4	272.2

ESTACION	AREA DE RECEPCION (M ²)	PRECIPITACION ANUAL (M)	VOLUMEN (M ³)
Chalilla	230'000,000,00	0,4055	93'265,000
San Lázaro	350'000,000,00	0,3965	138'775,000
Stgo.de Tuna	220'000,000,00	0,2722	59'884,000
Antioquía	380'000,000,00	0,0863	32'794,000
Manchay Bajo	510'000,000,00	0,0205	10'455,000

335'173,000

Precipitación Anual - 335'173,000 M³

4.1.2.2 TEMPERATURA

Con respecto a la temperatura, tenemos información del SENAMHI que se presenta en el cuadro No. 4.2, corresponde a la estación de Manchay Bajo, en el período de 1,971 a 1,980.

Se observará que la temperatura corresponde a un clima templado y sin grandes variaciones estacionales. Se tiene una temperatura promedio de 19°C; así mismo la máxima temperatura mensual es de 24°C y se presenta en los meses de Febrero y Marzo, la misma temperatura mensual es de 14°C en los meses de Agosto y Setiembre.

4.1.3 EVALUACION DE LAS AREAS DE CULTIVO

De acuerdo a datos proporcionados por el Ministerio de

Agricultura, División de Irrigación, el área cultivada en el valle del río Lurín es de 2,950 Ha.; cultivadas en su mayoría en la zona del cono de deyección del río, es decir desde la localidad de Manchay hasta cerca de la desembocadura,

Dichas tierras están distribuidas de la siguiente manera :

- Zona boscosa y pastos	350 Ha,
- Cultivos permanentes	400 Ha,
- Cultivos no permanentes	1800 Ha,
- Tierras en descanso	400 Ha,
Total	2950 Ha,

Los principales cultivos son : Algodón, frutales, vid, productos de pan llevar,

Si consideramos que para este tipo de cultivo se necesitan aproximadamente 18,000 m³ de agua por Ha, por año, el consumo de agua para la agricultura en el valle es de 60 millones de m³/año,

4.2 AGUAS SUPERFICIALES

A continuación se hará una evaluación de las aguas superficiales de la cuenca, constituyendo el río Lurín la principal fuente superficial, y la más cercana al pueblo de Pachacamac,

4.2.1 HIDROLOGIA DE LA CUENCA

El río Lurín que atraviesa la cuenca en un recorrido de aproximadamente 106 km, da origen, conjuntamente con sus afluentes los ríos Chalilla, Taquía, Yanascocha, La huaytambo y Langa, a una cuenca húmeda de 833 km², es decir que un 49 % del área total contribuye senciblemen te al escurrimiento superficial. A pesar de ello el va- lle es sumamente estrecho en su parte alta y solo a par tir de Manchay es que se abre en su cono de deyección. La pendiente del río, es en su curso superior hasta San Damián, de 7.6 %, en su curso medio hasta Manchay de 5% y en su curso inferior de solo 1.2 %.

4.2.2 CONTROL DE AFOROS

El control hidrológico de la cuenca está a cargo del - SENAMHI y de la Dirección de Aguas del Ministerio de A- gricultura, a través de las estaciones limnigráficas de Manchay y Antapucro, y las estaciones limnimétricas de San Damián, Santa Cruz, Chacra Alta y en la desembocadu ra. La estación de Manchay está ubicada en la parte su- perior del valle, en esta zona no hay aportes superfi - ciales de quebradas, mas bien es la zona de mayor consu mo de agua con fines agrícolas.

En los cuadros Nos. 4.3,a, b, c se presentan los cauda- les máximos y mínimos y promedios mensuales, registra - dos en la última década en la estación de Manchay.

El caudal mínimo fue de 50 lts/seg, registrado en el mes de Diciembre de 1,979, dicho caudal es superior al máximo gasto diario que se necesita, por lo que es posible utilizar esta fuente para el abastecimiento del pueblo de Pachacamac; pero para ello será necesario hacer una fuerte inversión inicial en la estructura de captación.

4.2.3 EVALUACION DE LA ESCORRENTIA

En el cuadro 4.4 podemos observar las masas mensuales aforadas en la estación de Manchay entre 1,972 y 1,980. Se ha calculado a partir de estos datos estadísticos las masas mensuales y anuales medias en el período señalado, determinándose una escorrentía anual promedio de 141'259,000 m³ lo que representa aproximadamente el 45% del volumen de precipitaciones promedio de la cuenca.

4.2.4 VARIACION DE LOS CAUDALES

Se observa en los gráficos No. 4.5,a, b que la variación de la escorrentía en el río Lurín es muy notoria. En los últimos 4 años la masa anual a bajado debido a la escasez de precipitaciones, lo que ha originado problemas en el agro, y esto se puede generalizar para todos los valles de la Costa Peruana. En el gráfico 4.5,b se presentan los caudales máximos, mínimos y promedio de los meses del año, teniéndose

siempre los máximos en los meses de Enero, Febrero y - Marzo, mientras que en Julio y Agosto se presentan los mismos caudales.

4,2,5 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua en el río Lurín, es variable en el transcurso del ciclo hidrológico, mientras que en es - tía je el agua es cristalina y se requiere de tratamien - to poco costoso, en época de avenida el río arrastra - gran cantidad de material en suspensión como barro, pa - los, cantos rodados, etc, lo que hace imprescindible , para la utilización de esta fuente, poner en operación una planta de tratamiento con una capacidad de por lo menos 40 lts/seg, para satisfacer la demanda del pue - blo, las pérdidas de conducción, y las propias necesi - dades de la planta, Es obvio que esta planta de trata - miento demandará un costo inicial alto, lo que analiza remos mas adelante,

4,3 AGUAS SUBTERRANEAS

La formación de depósitos de agua subterránea tienen - su origen en las infiltraciones procedentes de la su - perficie, En el caso del valle de Lurín el acuífero es alimentado por aguas procedentes del río, por precipi - taciones pluviales en la cuenca y en menor escala por infiltración de los canales de regadío sin revestir,

El drenaje o escurrimiento de la napa es hacia el Océano Pacífico, con una pendiente promedio de 1,2% en la zona de Pachacamac.

4.3.1 EVALUACION DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS

La explotación del agua subterránea en el valle de Lurín, así como de casi todos los valles de la costa, se ha venido incrementando a un sistema acelerado, debido al déficit de aguas superficiales en determinados meses del año. Particularmente en la zona de Pachacamac, que es netamente agrícola la explotación del agua subterránea es muy grande en cuanto a la cantidad de pozos, no así el régimen de explotación que tiene deficiencias. Según datos proporcionados por la División de Aguas Subterránea del Ministerio de Agricultura en el valle de Lurín existen unos 800 pozos con una producción aproximada de 15 millones de m^3 para usos agrícola y doméstico principalmente. Veamos si este volumen de explotación puede afectar el nivel freático en la zona, para ello calcularemos la infiltración media anual.

4.3.1.1 INFILTRACION MEDIA ANUAL

El volumen de agua en el subsuelo del valle se infiltra en tres formas :

- a) Por lluvias, - Se determinó que la precipitación promedio en la cuenca es de 335 millones de m^3 ,

Para las características topográficas y geológicas de la cuenca, se puede estimar la infiltración en un 20% del total llovido en la cuenca, correspondiendo el resto a la escorrentía y evaporación.

La infiltración debido a las lluvias será de :

$$I_1 = 0,2 \times 335' = 67' \text{ millones de m}^3$$

b) Por transporte del río.- La Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura proporcionó como dato el porcentaje de pérdida de agua por infiltración en el transporte, Este valor es de 25% hasta Manchay y de esta hasta los fundos 15%.

De acuerdo a los aforos en Manchay, la descarga media es de 141 millones de m^3 lo que determinaría una infiltración promedio hasta este punto de 35 millones de m^3 y hasta los fundos de 21 millones de m^3 ,

c) Infiltración por riego.- El volumen de agua infiltrada a la napa debido a los riegos de tierras en el valle es del orden del 20% del volumen de riego.

Si consideramos un volumen de riego de 40 millones de m^3 al año la infiltración a la napa sería de 8 millones de $\text{m}^3/\text{año}$.

Infiltración Total.- En base a los valores parciales anteriores podemos totalizar la infiltración anual :

Infiltración por lluvias	67'000,000 m ³ /año
transporte ...	56'000,000 "
" riego	8'000,000 "
Total :	131'000,000 m ³ /año

Observamos que la actual explotación de pozos en el valle es del orden del 10% de este valor, perdiéndose el resto del agua en el Océano, por lo cual no se afecta mayormente el nivel piezométrico de la napa.

4.3.2 DESCRIPCION DE LOS POZOS EXISTENTES

En la actualidad existen en el valle de Lurín 859 pozos para usos agrícolas, doméstico y en menor escala industrial. La explotación de los mismos se hace en forma variada, siendo en su mayoría a base de baldes con un rendimiento muy pobre.

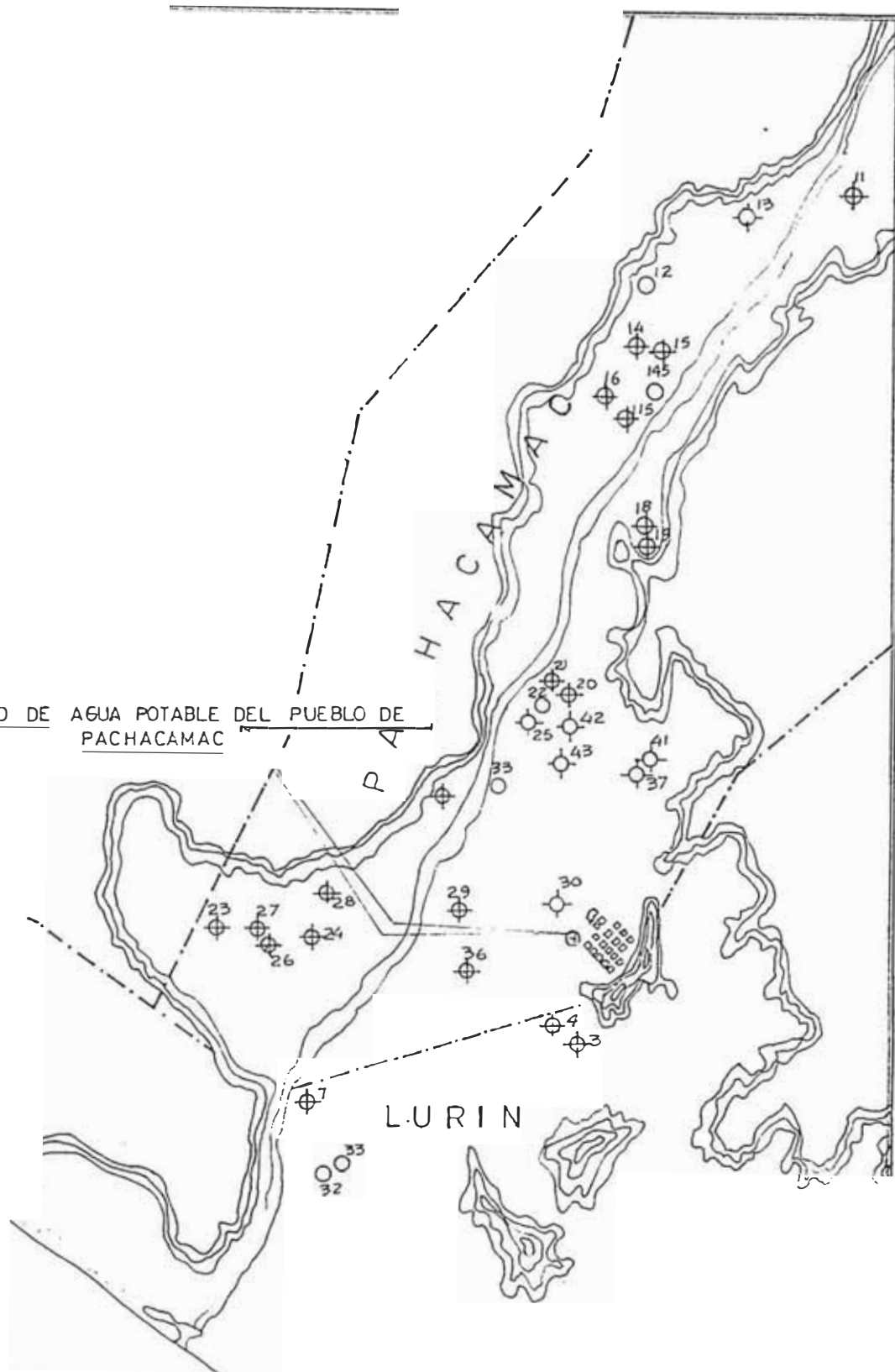
Los pozos se pueden clasificar en dos tipos :

a) Pozos de tajo abierto.- Se caracterizan por ser de poca profundidad (6-15 mts.) y de gran diámetro (1 a 3 mts.). En su mayoría no cuentan con equipo de bombeo siendo su rendimiento muy bajo.

El pozo que abastece de agua a Pachacamac es de este tipo, es revestido con concreto y tiene una producción máxima de 14 lts/seg.

b) Pozos tubulares.- Corresponde a la minoría de los pozos, son de pequeño diámetro (12" a 18"), pero de

POZO DE AGUA POTABLE DEL PUEBLO DE
PACHACAMAC



- POZO T. A. sin equipo
- " " con equipo
- ⊗ " Tubular sin equipo
- ⊗ " " con equipo

— Limite distrital.

PLANO DE UBICACION DE POZOS
CUENCA DEL RIO LURIN

gran profundidad, llegando algunos hasta 80 mts., Son
construïdos por compañías especializadas, incando tu-
berïas de fierro, con filtros espaciados regularmente,
El rendimiento de estos pozos es de 12 a 80 lts/seg,

4,3,3 CALIDAD DEL AGUA

La calidad del agua subterránea varía grandemente de
un pozo a otro, debido a que pueden estar en contacto
con minerales u otras sustancias químicas, Es por ello
que para perforar un pozo nuevo se debe hacer un estu-
dio muy detallado de varios pozos en los alrededores,
La Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura -
ha realizado estudios de la calidad del agua en dife-
rentes pozos del valle de Lurín, En el cuadro No, 4,6
presentamos el análisis químico de 10 muestras de a -
gua, procedentes de pozos muy cercanos a la localidad
de Pachacamac,

4,3,3,1 CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS DEL AGUA

Las principales características de estas muestras de
agua son las siguientes :

Temperatura, - Varía entre 20 y 23 C según la ubicación
y tipo de fuente,

Conductivilidad Eléctrica, - La conductivilidad eléc -
trica del agua indica su tenor global en sales, los -
valores encontrados varían entre 0,66 y 1,07, Las a -

guas se pueden considerar como poco mineralizadas,
pH,.- El pH varía de 6,7 a 7,6, osea de un agua prácticamente neutra a ligeramente básica,
Composición química,.- En el cuadro No, 4,7 se observa un análisis de los cationes y aniones expresados en M equiv/litro,

4.3.3.2 NORMAS PERUANAS DE POTABILIDAD

La Empresa de Saneamiento de Lima considera los siguientes límites de tolerancia en la potabilidad del agua :

<u>Características</u>	<u>Tolerancia</u>
pH	7,5
Dureza	84,0 M equiv/lts.
Cloruros	7,05
Sulfatos	5,2 "
Calcios	3,74
Sodio	5,22 "
Magnesio	10,28 "

De lo anterior consideramos que las aguas subterráneas en el área de influencia de Pachacamac, son de buena calidad para el uso doméstico, ya que las muestras de agua cumple con los límites tolerables en casi todas las especificaciones,

4.3.4 CAPACIDAD DEL ACUIFERO

Se conoce por estudios geológicos realizados en el va-

lle de Lurín que el acuífero que sirve como reservorio natural de las aguas subterráneas, está formado por se dimentos aluvionales no consolidados del cuaternario. Por otra parte los límites del acuífero los constituyen, los contrafuertes rocosos que forman el valle, abarcando un área de 84,4 km², y como límite inferior se tiene un estrato impermeable formado por sedimentos pre-cuaternarios.

El espesor conocido del acuífero a través de perforaciones, es de 80 mts., pero la prospección geofísica ha determinado que el relleno aluvional llega en algunos sitios hasta 250 mts, y más de profundidad,

Si consideramos un espesor solo de 80 mts., el acuífero tendría el notable volumen de 6,752 millones de metros cúbicos,

Concluimos de lo anterior que el potencial acuífero del valle es alto, pero aún así los rendimientos de los pozos son muy variables, esto se debe a la estrati grafía particular de cada zona y a la permeabilidad de los terrenos.

4.3.4.1 ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE CAPTACION

Tomando como base los cortes estratigráficos de los distintos pozos existentes en la zona de estudio hechos por el Ministerio de Agricultura, se ha llegado a las siguientes apreciaciones :

- La estratigrafía conocida hasta hoy, de unos 80 mts, de profundidad ha sido producto del relleno cuaternario.
- El relleno aluvial se hace cada vez más fino a medida que se baja en el valle, lo que significa que la permeabilidad se hace cada vez menor y así mismo el rendimiento del pozo.
- Es común observar en los cortes estratigráficos, en el plano vertical, en la parte superior luego de una capa de tierra de cultivo, una porción de sedimentos semi permeables (arena, limos), luego sedimentos muy gruesos (gravas, cantos rodados, y arenas), más abajo los aluviones van perdiendo permeabilidad con el predominio de arenas finas y limos hasta llegar a los pozos mas profundos, donde se encuentra arcilla franca.

En base a las anteriores apreciaciones, concluimos que el corte estratigráfico del pozo No. 29, mostrado en el croquis adjunto, cercano a la zona de captación actual, tipifica las características del subsuelo de dicha zona, en la que se aprecia buena permeabilidad.

Esta zona es pues recomendable para la perforación de uno o más pozos tubulares profundos, dadas las condiciones favorables del terreno.

Los pozos se ubicarán alejados de los cerros aledaños para evitar el encuentro con basamentos correspondiendo

te a las prolongaciones rocosas,

4.3.4.2 COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Se ha determinado el coeficiente de permeabilidad en base a las pruebas realizadas por la Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura en el pozo No. 29 del distrito de riego de Pachacamac, El pozo No. 29 se halla a un kilómetro del pueblo y tiene las siguientes características :

Tipo : Tubular

Ø : 16"

Prof. : 65 mts,

Nivel Est. : 3,5 mts.

En este pozo se hizo una prueba de bombeamiento alcanzando un caudal de 14 lts/seg, para un rebatimiento de 1,92 mts,

Con estos datos y aplicando la siguiente fórmula de DUPUIT determinaremos el coeficiente de permeabilidad K,

$$Q = \frac{K}{2,3} \frac{D^2 - d^2}{\log R/r} \dots\dots\dots (1)$$

$$R = \frac{4,6 S}{D} \frac{D^2 - d^2}{\log R/r} \dots\dots\dots (2)$$

Donde :

Q = Caudal

K = coeficiente de permeabilidad

D = espesor estático captado

d = espesor dinámico captado

R = distancia a la que no llega la influencia
del pozo,

r = radio del pozo

S = pendiente de la napa

Aplicando en primer lugar la fórmula (2) para hallar el radio de influencia del pozo, encontramos por tanteo - que :

$$R = 82,3 \text{ mts.}$$

Despejando K de (1) y reemplazando el valor de R encontramos que :

$$K = 0,000115 \text{ mts/seg.}$$

Valor de la permeabilidad que consideraremos alto, es por lo tanto una zona aparente para la perforación de uno o mas pozos.

Estos pozos pueden ser de tipo tubular o tajo abierto - lo que determinaremos al hacer una comparación de costos.

4.4 SELECCION DE LAS ALTERNATIVAS

Se presenta a continuación las características más im -

portantes de las alternativas encontradas para la adopción del tipo de fuente, luego se hará una comparación de costos de estas alternativas, se tendrá presente - que estos costos son solos estimativos para elegir la fuente mas económica.

4.4.1 SELECCION TECNICA DE LA FUENTE

Del estudio anterior de las aguas superficiales y subterráneas del valle de Lurín, hemos considerado las siguientes alternativas como las mas factibles :

a) Aprovechando las aguas superficiales del río Lurín,-

Esta alternativa consistirá, en el transporte desde el río Lurín hasta el pueblo, de un caudal de 24 lt/seg, por medio de un canal con una pendiente uniforme de 3 por mil,

Como el mínimo caudal registrado en el río Lurín es de 50 lts/seg., esta solución es factible para lo que se - requerirá de las siguientes estructuras :

- Bocatoma de tipo lateral, con un pequeño barraje para elevar el tirante en época de estiaje. La bocatoma - dispondrá de rejillas de fierro, así como de un desarenador para evitar que entren elementos arrastrados por el río en épocas de creciente.
- La conducción se hará por gravedad, el canal tendrá una longitud aproximada de 8 km., esto debido a que la

cota de captación deberá ser mayor que la cota del reservorio,

- Para la línea de conducción, puede pensarse en tuberías de asbesto-cemento de 8" de diámetro que trabajen como canal, ya que el caudal al transportarse es reducido,
- La turbidez del agua en época de creciente hace necesario contar con una planta de tratamiento ubicada inmediatamente después de la captación. Esta planta sería del tipo convencional con procesos de mezcla, floculación, sedimentación y desinfección; diseñada para un gasto de 30 lts/seg. que satisfaga la demanda del pueblo y la suya propia.

Como se puede apreciar todas las estructuras de esta alternativa demandarán un elevado costo inicial que se incrementa si consideramos que se requiere un mayor volumen de almacenamiento.

b) Aprovechando las aguas subterráneas del valle.-

Esta alternativa consiste en la excavación de uno o mas pozos en las inmediaciones del pueblo, de tal manera que satisfaga la demanda de 32 lts/seg., es decir para un bombeamiento de 16 horas al día.

Esta alternativa no requiere de una planta de tratamiento costosa, sino de un simple proceso de desinfección a

base de clorhidratación en el momento de la captación. El número de pozos necesarios para satisfacer la demanda, dependerá de tipo de pozo a utilizarse, Por tanto tendremos 2 subalternativas :

b,1) Utilizando pozos tubulares,- Para este caso consideramos que el número de pozos será de solamente uno, ya que la zona tiene una buena permeabilidad, como se demuestra al haber pozos tubulares que rinden entre 40 y 50 lts/seg. El pozo tendría una profundidad de 40 metros y un diámetro de 16 pulgadas, forrado con una tubería de acero de 1/4 de espesor, ubicado en las inmediaciones del pozo municipal que actualmente abastece de agua potable al pueblo, el que quedaría en desuso , utilizándolo solo para casos de emergencia,

La estación de bombeo contaría con un motor a petróleo o gasolina de 40 KVA de potencia y una bomba de turbina vertical para un caudal de 32 lts/seg, con una altura dinámica de 60 metros aproximadamente,

La línea de impulsión que a la vez se utilizaría como troncal de distribución, ya que se trataría de un sistema de reservorio flotante, sería de asbesto-cemento tipo Mazza de 8" de diámetro y 900 metros de longitud, Como un costo adicional hay que mencionar todas las instalaciones eléctricas, así como accesorios de la línea y el control automático de funcionamiento del equipo de bombeo.

b,2) Utilizando pozos de tajo abierto,- Se puede considerar no muy conservadoramente el rendimiento promedio de este tipo de pozos en la zona es de 12 a 14 lts/seg; por lo que se requerirían por lo menos 3 pozos para satisfacer la demanda futura de 32 lts/seg,

El costo de estos pozos son menores que los de tipo tubular, además es posible aprovechar el actual pozo de a bastecimiento; por lo que se construirían solamente 2 pozos, el primero de inmediato y el segundo a la mitad del período de diseño, es decir dentro de 15 años,

Los pozos tendrían una profundidad de 10 metros y un diámetro de 2 metros, con un forro de concreto armado en la parte superior,

La ubicación de los pozos sería dentro del perímetro ur bano distanciados entre sí por lo menos 200 metros uno del otro, para que no interfieran en el rendimiento individual de cada uno,

Las estaciones de bombeo contarían con bombas de turbina vertical para un caudal de 12 lts/seg, con una altura dinámica de bombeo de 45 metros, todas ellas accionadas por un motor eléctrico de 30 KVA de potencia,

Se dispondrá también de un control electrónico de funcionamiento del equipo de bombeo, así como de un sistema de desinfección del pozo por cloración,

La línea de impulsión sería del mismo tipo que la anterior caso, es decir de asbesto-cemento de 8" de diámetro y una longitud aproximada de 1,200 metros,

4.4.2 EVALUACION ECONOMICA DEL COSTO INICIAL

Se dan a continuación costos estimativos de las principales estructuras para cada alternativa :

a) Aguas superficiales del rio Lurín

1) Captación

- Estructura de captación con barraje y bocatoma lateral

200 m³ de concreto x 40,000 8'000,000

- Conducción hasta la planta de tratamiento con canal de desfogue y desarenador :

2'000,000

10'000,000

2) Tratamiento

- Planta de tratamiento convencional con proceso de mezcla, floculación, sedimentación y desinfección para

30 lts/seg. x 500,000 15'000,000

3) Conducción

- Nivelación de terreno con movimiento masivo de tierras

6,000 m³ x 250 1'500,000

- Excavación y tendido de tuberías

8,000 ml x 2,000 16'000,000

17'500,000

TOTAL ;

42'500,000

b,1) Utilizando pozos de tipo tubular

1) Captación

- Perforación de un pozo tubular de 16" de diámetro, con expropiación de terrenos si fuera necesario
40 ml, x 200,000 8'000,000
 - Caseta de bombeo de material no - ble, 30 m² x 50,000 1'500,000
- 9,500,000

2) Conducción

- Línea de impulsión de asbesto-ce-mento tipo Mazza de 8" de diáme - tro. 900 ml, x 3,500 3'150,000

3) Equipo

- Un motor de 40 KVA y una bomba de turbina vertical para 32 lts/seg, 40 KVA x 100,000 4'000,000
- Instalaciones eléctricas con ta - bleros, accesorios, cables eléc - tricos, control automático de fun - cionamiento de equipo de bombeo y cloración, 2'850,000

TOTAL :

6'850,000
19'500,000

b,2) Utilizando pozos de tipo tajo abierto

1) Captación

- 2 pozos de tipo tajo abierto de 2 mts, de diámetro, incluyendo precio del terreno, 10 mts, x 2 x 240,000	4'800,000
- 2 casetas de bombeo de material noble 25 mt ² x 2 x 60,000	3'000,000
	7'800,000

2) Conducción

- Tubería de asbesto-cemento de 8" de diámetro, 900 mts, x 3,500	3'150,000
- Tubería de asbesto-cemento de 6" de diámetro, 500 mts, x 3,000	1'500,000
	4'650,000

3) Equipo

- Motor de 30 KVA que acciona a 3 bombas de turbina vertical de 12 lts/seg, 30 KVA x 150,000	4'500,000
- Instalaciones eléctricas, tableros, accesorios, cables eléctricos, postes, control de funcionamiento y equipo de cloración,	3'150,000
	7'650,000
TOTAL :	20'100,000

Según lo expuesto, la alternativa A que consiste en utilizar las aguas superficiales del valle tiene un costo inicial muy elevado, que se agrava más con el alto costo del mantenimiento y operación de la planta de tratamiento, por lo que quedaría desde ya descartada. Las otras alternativas tienen un costo inicial muy similar, por lo que se deberá escoger entre estas dos en el próximo acápite, cuando se definan los costos de mantenimiento y operación de los equipos de bombeo para cada caso.

4.4.3 EVALUACION DE LOS COSTOS DE MANTENIMIENTO Y OPERACION

En el presente acápite se hará una comparación de los costos anuales de mantenimiento y operación sumados a los costos anuales del equipo, tuberías y obras civiles en general, de las dos alternativas de abastecimiento aprovechando las aguas subterráneas del valle. En el cuadro adjunto se hace la comparación de costos de las dos alternativas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones :

- Para encontrar el costo anual de las tuberías, equipo y obras civiles se utilizará un factor de amortización del 10% en un plazo de 10 años. En estas condiciones la amortización anual será de 162,75 soles por cada mil,
- El consumo de la energía anual se calculará de acuer

do a la potencia del motor que acciona a las turbinas, suponiendo que trabaja durante 16 horas al día en los 365 días del año.

- El costo anual de reparación de equipo lo consideraremos como un 5% del costo total del equipamiento.

No,	ALTERNATIVA	POZO TUBULAR	POZO TAJO ABIERTO
1	Costo inicial de las alternativas,	19'500,000	20'100,000
2	Amortización del costo inicial (1) x 162,75/1000	3'173,625	3'271,275
3	Costo del Equipamiento	6'850,000	7'650,000
4	Costo anual de reparaciones (5% costo de equipamiento)	342,500	382,500
5	Potencia del motor KVA	40	30
6	Gasto anual de energía (Kwh)	233,600	175,200
7	Costo de energía/Kwh	S/, 12,00	S/, 12,00
8	Costo anual de energía (6) (7)	2'803,200	2'102,400
9	Costo anual de operaciones y mantenimiento (personal)		
	- 1 Técnico mecánico-Electric, a razón de S/, 70,000.00 mensual,	840,000	840,000
	- 1 Ayudante a razón de : S/, 50,000.00 mensuales (solo en la 2da. alternativa),		600,000
10	Costo anual total (2) + (4) + (8) + (9)	7'159,325	7'196,175

En el cuadro se puede observar que los costos anuales de ambas alternativas son muy semejantes, siendo la alternativa de pozos tubulares ligeramente menor. Considerando además que existen ventajas de carácter técnico en la alternativa de pozos tubulares la adoptaremos para el presente estudio.

C A P Í T U L O V

DISEÑO DE LAS PRINCIPALES ESTRUCTURAS

5.1 CAPTACION

En el capítulo anterior se determinó que la fuente de abastecimiento de agua al pueblo de Pachacamac sea un pozo de tipo tubular. Un pozo de esta naturaleza puede rendir en el acuífero estudiado entre 40 y 50 litros por segundo, ello dependerá de la profundidad y diámetro del pozo, y de la naturaleza del terreno.

A continuación determinaremos las principales características del pozo, así como de las principales instalaciones de la captación.

5.1.1 UBICACION DEL POZO

Consideramos que la mejor ubicación del pozo tubular es en un lugar adyacente al actual pozo que abastece al pueblo, las razones de ellos son :

- Cercanía al reservorio de abastecimiento, lo que reduciría los costos de la tubería de impulsión.
- Factibilidad del uso de las instalaciones de la red de distribución actual, lo que reduciría considerablemente los costos.

- Posibilidad de usar las actuales instalaciones de la caseta de bombeo, siendo necesario hacer una pequeña ampliación.

Esto significaría que el actual pozo de abastecimiento tendría que ser clausurado ya que no pueden funcionar los dos al mismo tiempo.

La ubicación del pozo y la caseta de bombeo se pueden ver en el plano No. 5.2 al final de esta tesis.

5.1.2 PROFUNDIDAD Y DIAMETRO DEL POZO

El rendimiento de un pozo está en función del rebatimiento que pueda lograr el mismo, de su diámetro, y de la permeabilidad del terreno,

En el capítulo anterior se estimó que un pozo de 16" - de diámetro y 40 metros de profundidad podría rendir - el caudal de diseño, osea 32 lts/seg. Verificaremos si esto es cierto, para ello nos valdremos de las fórmulas de Dupuit vistas anteriormente.

$$Q = \frac{\pi K}{2.3} \frac{D^2 - d^2}{\log R/r}, \quad R = \frac{\pi}{4.6 S D} \frac{D^2 - d^2}{\log R/r}$$

Todos los términos de estas fórmulas ya son conocidos, así tenemos que la pendiente de la napa en la zona se puede considerar semejante a la pendiente promedio del terreno, luego $S = 0.012$

La napa está a 3.5 mts. de profundidad, entonces :

$$D = 40,0 - 3,5 = 36,5 \text{ mts.},$$

Es recomendable que $d = 1/3D = 12 \text{ mts.}$

Asumiremos como el valor de la permeabilidad, el encontrado en el pozo No. 29 en el capítulo anterior :

$$K = 0,000115$$

Aplicando las fórmulas de Dupuit, encontramos que :

$$R = \frac{\pi}{4,6 \times 0,012} \cdot \frac{36,5^2 - 12^2}{36,5 \log R/r} \frac{1,853}{\log R/0,203}$$

Por tanteos :

$$R = 541 \text{ mts.}$$

Reemplazando este valor del radio de influencia en la fórmula del caudal, tenemos :

$$Q = \frac{\pi \times 0,000115}{2,3} \cdot \frac{36,5^2 - 12^2}{\log (541/0,203)} = 0,0543$$

$$Q = 54,3 \text{ lts/seg.}$$

Caudal que resulta superior al caudal de diseño, que es de solo 32 lts/seg.

El exceso de caudal se considera como un factor de seguridad, ya que existen elementos aleatorios en el cálculo anterior, por ejemplo, la permeabilidad ha sido estimada en base a la permeabilidad de otro pozo. En todo caso se deberá hacer una prueba de bombeo en el momento de la construcción del pozo y verificar si

proporciona el caudal necesario,

5.1.3 CARACTERISTICAS DEL POZO

En base a los anteriores cálculos determinamos que las características del pozo a adoptarse para el presente estudio son las siguientes :

TIPO	:	TUBULAR
Ø	:	16
PROFUNDIDAD	:	40 mts,
RADIO DE INFLUENCIA	:	541 mts,
MATERIAL FILTRANTE	:	GRAVA Y ARENA SELECCIONADA
FORRO	:	METALICO DE 1/4" DE ESPESOR

La finalidad del forro metálico en esta clase de pozos es evitar el colapso del mismo, este forro debe ser construido con ranuras regularmente espaciadas con el fin de que no se interfiera el proceso de filtración. Se deberá colocar en la parte inferior del pozo y también alrededor del tubo material que facilite la filtración, en países más adelantados se usa para esto, materiales, como : Fibra de vidrio, espuma de polietileno, lana de vidrio, etc., pero todavía con poco beneficio a pesar de su elevado costo.

Se ha determinado el radio de influencia del pozo que será de 541 mts., y debido a que no existen pozos tubulares en mas de un kilómetro alrededor, no es probable que se vea afectado en su rendimiento,

5.1.4 TRATAMIENTO DEL AGUA

En el Capítulo anterior, se vio en lo referente a calidad del agua subterránea, que los pozos de esta zona - cumplían con casi la totalidad de los requisitos de potabilidad dadas por la ESAL.

Por otra parte en el presente estudio se plantea la estracción de agua de pozos profundos, los que están menos expuestos a contaminación que los pozos de tajo abierto. En consecuencia considero que es muy posible - que no se requiera de ningún tratamiento para estas aguas, en todo caso se hará un tratamiento muy simple - que consiste en la desinfección de las aguas aplicando una solución de cloro a las tuberías de impulsión a través de un aparato clorinador que dosifique la mezcla en forma uniforme.

5.1.5 CASETA DE BOMBEO

Para un funcionamiento eficiente de las instalaciones de captación, se ha previsto la construcción de una edificación con los ambientes necesarios para albergar lo siguiente :

- a) El cabezal del pozo tubular, el cual consiste en una base de concreto en la que se apoyará la electrobomba y la tubería de succión; deberá tener también una placa de fierro movable para la protección sanitaria del pozo y un tubo de ventilación.

- b) El árbol de descarga, compuesto de unión flexible para facilitar el desmontaje de 6", válvulas de compuerta y check de cierre lento de 6" y válvulas de alivio y de limpieza de 3" y válvula de aire de 1".
- c) Un equipo de esterilización - cloración
- d) Un transformador para alimentar las instalaciones por medio de la red pública, y en forma opcional se puede disponer de un grupo electrógeno de emergencia. Se deberá preveer para estos ambientes los sistemas de seguridad que requiera.
- e) Un tablero de control eléctrico con mando manuales de parada y arranque; y en mando automático de parada desde el nivel máximo de agua en el reservorio.

La caseta de bombeo deberá ser una edificación de concreto armado (Ver plano 5.1), con canaletas en el piso para pasaje de cables y tuberías de alimentación de los equipos. Como taller de mantenimiento y almacén se pueden utilizar las actuales instalaciones que quedarían próximas a las proyectadas.

5.1.6 ALTURA DINAMICA DE BOMBEO

Para el cálculo de la altura total de bombeo consideraremos lo siguiente :

- a) La profundidad dinámica de la napa, para un bombeamiento de 32 l/seg. será de 28 mts.
- b) La diferencia de cotas entre el nivel máximo del agua en el reservorio y el nivel natural del terreno en la zona de captación es de $128.1 - 92.0 = 36.1$ m.

c) La pérdida de carga total debida a la fricción, calculada en base a la fórmula de Hazen y Williams será - la suma de las pérdidas en los siguientes tramos :

- En el tubo de succión de 8" de diámetro, 28 mts. de longitud y 32 l/seg. de caudal dentro del pozo tubular, obtenemos una pérdida de 0.26 mts.

- En la tubería de 6" de diámetro y 40 mts. de longitud que va desde el pozo tubular hasta el punto de entrada a la red tenemos 0.74 mts. de pérdida.

- En la red de distribución, desde el punto de entrada hasta el punto de salida, se tiene una pérdida de 2.37 mts., calculados en base a CROSS en el siguiente acápite.

- Y por último en la tubería de 8" de diámetro y 150 mts. de longitud que va desde el punto de salida de la red hasta el reservorio con 24.6 l/seg. de caudal, produciendo una pérdida de 0.45 m.

La pérdida por fricción total será igual a 3.80 mts.

d) Las pérdidas localizadas de válvulas, uniones, codos, cruces, reducciones, rejillas de protección, etc., - las estimaremos como una longitud equivalente de 100 mts. lo que producirá una pérdida de 1.85 m. en tuberías de asbesto-cemento de 6".

e) La presión de salida en el reservorio será de 3 mts.

La altura dinámica total será la suma de los anteriores:

ALTURA DINAMICA

DE BOMBEO = 28,0 + 36,5 + 3.80 + 1.85 + 3.0 = 73.15 mts.

5.1.7 POTENCIA DE LOS EQUIPOS

La electrobomba a utilizarse deberá responder a las características generales siguientes :

Tipo : Bomba de turbina vertical de pozo profundo con canastilla cónica y tubo de succión de 8"

Gasto: 32 l/seg.

Altura Dinámica de Bombeo : 73.15 mts.

Motor: Eléctrico, vertical de eje hueco con sistema de no reversión, asíncrono, trifásico, con una potencia aproximada de :

$$\text{Potencia} = \frac{32 \times 73.15}{75 \times 0.62} = 50 \text{ HP} \approx 37 \text{ KW}$$

En realidad la potencia exacta del motor se determina después de la ejecución de un sondaje de prueba que permita fijar el abatimiento correcto de la napa.

Podemos estimar una potencia para el suministro de energía eléctrica a las instalaciones.

Electrobomba	:	37 KW
--------------	---	-------

Iluminación y otros	:	2 KW
---------------------	---	------

Total	:	39 KW

Como se ha dicho la energía será proporcionada por el servicio público y solo en caso de necesidad se utilizará el equipo electrógeno de emergencia que será de $39/0.8 = 50 \text{ KVA}$.

5.2 RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución está constituida por el conjunto de tuberías, válvulas, conexiones domiciliarias, grifos contra incendios y demás accesorios que permiten transportar el agua potable a los usuarios.

Para el diseño de la red de distribución será necesario conocer la ubicación del reservorio de regulación.

En la actualidad Pachacamac dispone de un sistema de abastecimiento de tipo flotante, es decir que el bombeamiento se realiza directamente a la red y el almacenamiento está en una zona posterior.

Este sistema tienen las siguientes características :

- La captación se realiza dentro del área urbana del pueblo, por lo que no se requiere de tubería de impulsión, que siempre resulta de un costo elevado.
- La red de distribución está diseñada para soportar presiones no muy elevadas debido a que las presiones de servicio no son altas y el terreno es uniforme.
- El reservorio de almacenamiento es del tipo apoyado ubicado a media falda del cerro "Culebra", en el lado Este del pueblo.

Como otra alternativa se podría pensar en un sistema con bombeamiento a un tanque elevado, para luego distribuir a la red pública, sin embargo este sistema tiene como desventaja el costo adicional de la tubería de impulsión y el mayor costo de un reservorio elevado que no apoyado. Por lo anterior adoptaremos para el presente estudio un sistema tipo flotante.

5.2,1 TIPO DE RED DE DISTRIBUCION

Para el proyecto en estudio se ubicará un sistema de redes cerrado tipo parrilla, siguiendo las pautas que se dan a continuación :

- Se seguirá el trazo de las calles existentes y considerando para el futuro un trazo de calles acorde con el sistema vial actual, de tal manera que se observe una buena circulación.
- Para evitar costos excesivos, se tratará de utilizar el sistema de distribución actual, siempre que las tuberías existentes sean adecuadas para brindar un servicio eficiente.

La ventaja del sistema tipo parrilla radica en que produce menor pérdida de carga y por consiguiente los diámetros de las tuberías son menores; además cada zona puede ser alimentada por varios puntos, ventaja - que se aprecia en caso de avería de algún tramo y presencia de incendio.

5.2,2 ELECCION DEL TIPO DE TUBERIA

Siendo de un alto costo y para obtener un eficiente -- sistema, las tuberías de la red de distribución, deben fabricarse de un material durable, con resistencia a las Presiones anteriores y cargas externas a las que estarán sometidas; de una rugosidad mínima e inatacable por el agua,

En nuestro medio para instalaciones de este tipo, -
sometidas a presiones moderadas, se utilizan tuberías
de asbesto-cemento fabricadas por la firma Eternit -
S.A. Las características más importantes de estas tu-
berías son :

- Coeficiente de rugosidad elevado, lo que se traduce
en una menor pérdida de carga y en menores diáme -
tros,
- No hay peligro de tuberculización,
- No se produce deterioros en los tubos, por ser inmu -
ne a las características galvánicas,
- Resistente a la corrosión, lo que prolonga su vida,
- De uniones flexibles y fáciles de hacer,
- Poco peso, lo que facilita su manejo,
- Entre las desventajas de esta tubería está su poca
resistencia al corte y a la flexión, por lo que se
deberá tener cuidado al momento de instalarlas y en
reparaciones,

En el Perú se fabrican dos clases de estas tuberías :

Tubería Magnani, - Para presiones moderadas de 45, 75
y 105 lb/pulg² en longitudes de 4 mts, y con diáme -
tros que varían de 3" a 10"

Tubería Mazza, - Para presiones elevadas de 105, 150 ,
200 lbs/pulg², en longitudes de 3 ó 4 mts, y con diá -
metros que varían entre 3" y 36",

Para nuestro estudio adoptaremos tuberías tipo Mazza de 105 lbs/pulg^2 , considerando que las presiones de servicio no deben pasar de 50 mts. de agua, o sea 70 lbs/pulg^2 , pero que pueden existir sobrepresiones momentáneas debidas a cierres bruscos de válvulas.

5.2.3 CAUDAL DE DISEÑO

El gasto o caudal de diseño será el que resulte mayor entre :

- a) Caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria,

$$Q_{mh} = Q_p \times K_3 = 18,51 \times 2,6 = 48 \text{ lts/seg},$$

- b) Caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria, más la demanda contra incendio,

$$Q_{md} = Q_p \times K_1 = 18,51 \times 1,3 = 24 \text{ lts/seg},$$

El caudal contra incendio según el Ingeniero W. Castagnino puede considerarse para un pueblo de las características de Pachacamac como de $1,000 \text{ lts/min}$ ó $16,6 \text{ lts/seg}$., luego :

$$Q_{md} + Q_i = 24 + 16,6 = 40,6 \text{ lts/seg},$$

El mayor valor del caudal corresponde al máximo horario, que adoptaremos para el diseño :

$$Q_{\text{diseño}} = 48 \text{ lts/seg},$$

5.2,4 PRESIONES MAXIMAS Y MINIMAS

a) PRESION MINIMA

Para determinar la presión mínima en la red se tendrá en cuenta que la mayoría de las edificaciones son de un solo piso, pero existen un buen porcentaje de edificios de 2 y 3 plantas, Considero que una altura de edificación conservadora para el cálculo de presiones es de 5 mts., por lo tanto la presión mínima será :

Altura de edificación :	5 mts.,
Pérdidas dentro de la casa :	10
Presión de salida en aparatos:	5
	20 mts.,

Presión mínima = 20 mts.,

b) PRESION MAXIMA

Para evitar costos excesivos en la red de distribución, consideraremos una presión máxima de 50 mts, ó 70 lbs/pulg²,

Para los casos de incendio se pueden utilizar bombas portátiles, en que las presiones máximas pueden oscilar alrededor de 50 lbs/pulg²,

5.2,5 RED PRIMARIA Y AREAS DE INFLUENCIA

De acuerdo al estudio de densidades en el Capítulo 3,

se llegó a determinar que el área que abarcará el pueblo, al término del período de diseño, será de 64 Ha. Habiéndose considerado una densidad media de 125 habitantes/Ha,

En base a lo anterior y como primer paso para el diseño, se ubicará la red primaria de distribución, como se puede observar en el plano No. 5.3,

Esta red consta de 4 circuitos, distribuidos por el pueblo de tal manera que se respeta el sistema vial actual y se hace uso en lo posible de la red de distribución existente,

Los tramos tienen una longitud promedio de 300 mts. y un diámetro de 6" con lo que se pretende cumplir con las presiones mínimas y máximas de servicio,

Para entrar a la comprobación de la red por el método de Hardy Cross, previamente determinaremos las áreas servidas por los diversos tramos como se indica en el siguiente cuadro, (Ver siguiente página),

5.2.6 METODO DE CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

Se calculará la red de acuerdo con el método de Hardy Cross de aproximaciones sucesivas.

El método se basa en la formación de circuitos dentro de la red de distribución, de modo que la suma algebraica de las pérdidas de carga deben ser iguales a cero en cada circuito, y que los gastos de entrada deben ser iguales a los gastos de salida,

TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (Ha)	POBLACION	CONSUMO (l/seg)	
			MINIMO	MAXIMO
FA	2,5	315	0,3	1,9
AB	5,3	667	0,6	4,0
BC	6,2	776	0,7	4,6
CD	0,7	88	0,1	0,5
DE	6,1	763	0,7	4,6
FG	6,4	806	0,7	4,8
DG	2,5	315	0,3	1,9
GH	4,6	580	0,5	3,5
EH	5,8	730	0,7	4,4
HI	0,6	75	0,1	0,5
FJ	5,3	667	0,6	4,0
JK	4,8	604	0,6	3,6
KG	3,3	415	0,4	2,5
KL	6,1	763	0,7	4,6
JL	3,4	428	0,4	2,6
TOTAL	64,0	8,000	7,4	48,0

La pérdida de carga en las tuberías se pueden calcular con la fórmula siguiente :

$$h_f = K Q^{1,85}$$

donde K es una constante que depende del material a emplearse, y Q es el caudal que circula por la tubería,

Consideremos a Q_0 como una primera aproximación al gasto Q, en un tramo cualquiera, luego :

$$Q = Q_0 + e$$

La pérdida de carga correcta será :

$$h_f = K (Q_0 + e)^{1,85}$$

Desarrollando el binomio, obtendremos, sin cometer mucho error que :

$$h_f = K Q_0^{1,85} + 1,85 \frac{K Q_0^{1,85}}{Q_0} \cdot e$$

o lo que es lo mismo :

$$h_f = h_{f_0} + 1,85 \frac{h_{f_0}}{Q_0} \cdot e$$

En un circuito cerrado debe cumplirse que la sumatoria de las pérdidas de carga debe ser igual a cero, por consiguiente :

$$h_f = h_{f_0} + 1,85 e \frac{h_{f_0}}{Q_0} = 0$$

Despejando e :

$$e = \frac{h_{f0}}{1,85 \frac{h_{f0}}{Q_0}}$$

Valor que representa la aproximación al caudal correcto en una iteración del método de Hardy Cross,

5,2,7 APLICACION DEL METODO DE HARDY CROSS

A continuación se hará el cálculo, o mejor dicho verificación de la red por el método de Hardy Cross, para los siguientes casos :

- a) En la hora de máximo consumo anual; para este caso el consumo es de 48 lts/seg, mientras que el bombeo es de solo 32 lts/seg., por lo que el caudal faltante es proporcionado por el reservorio de regulación,
- b) En la hora de mínimo consumo diario; para este caso se ha considerado que el consumo mínimo se produce cuando aún sigue funcionando la bomba y corresponde a un caudal de 7,4 lts/seg., por lo que el exceso de caudal es almacenado en el reservorio.

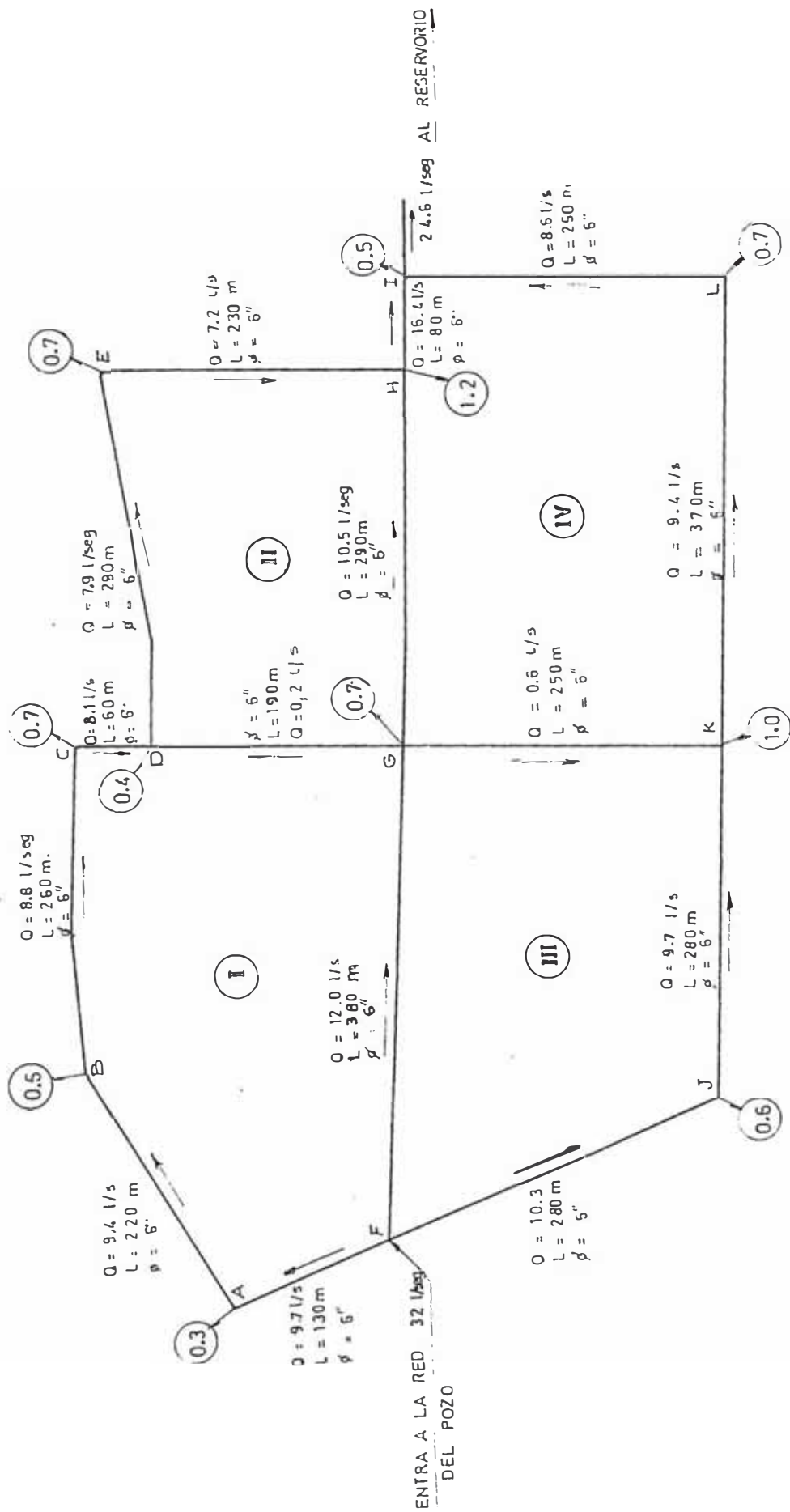
Para la aplicación del método se ha considerado, para calcular las pérdidas de carga, la fórmula de Hazen y Williams :

$$h = \frac{L Q^{1,85}}{(0,0178 C D^{2,63})^{1,85}}$$

ESQUEMA FINAL DE DISTRIBUCION DE CAUDALES

METODO DE HARDY CROSS EN LA HORA DE CONSUMO

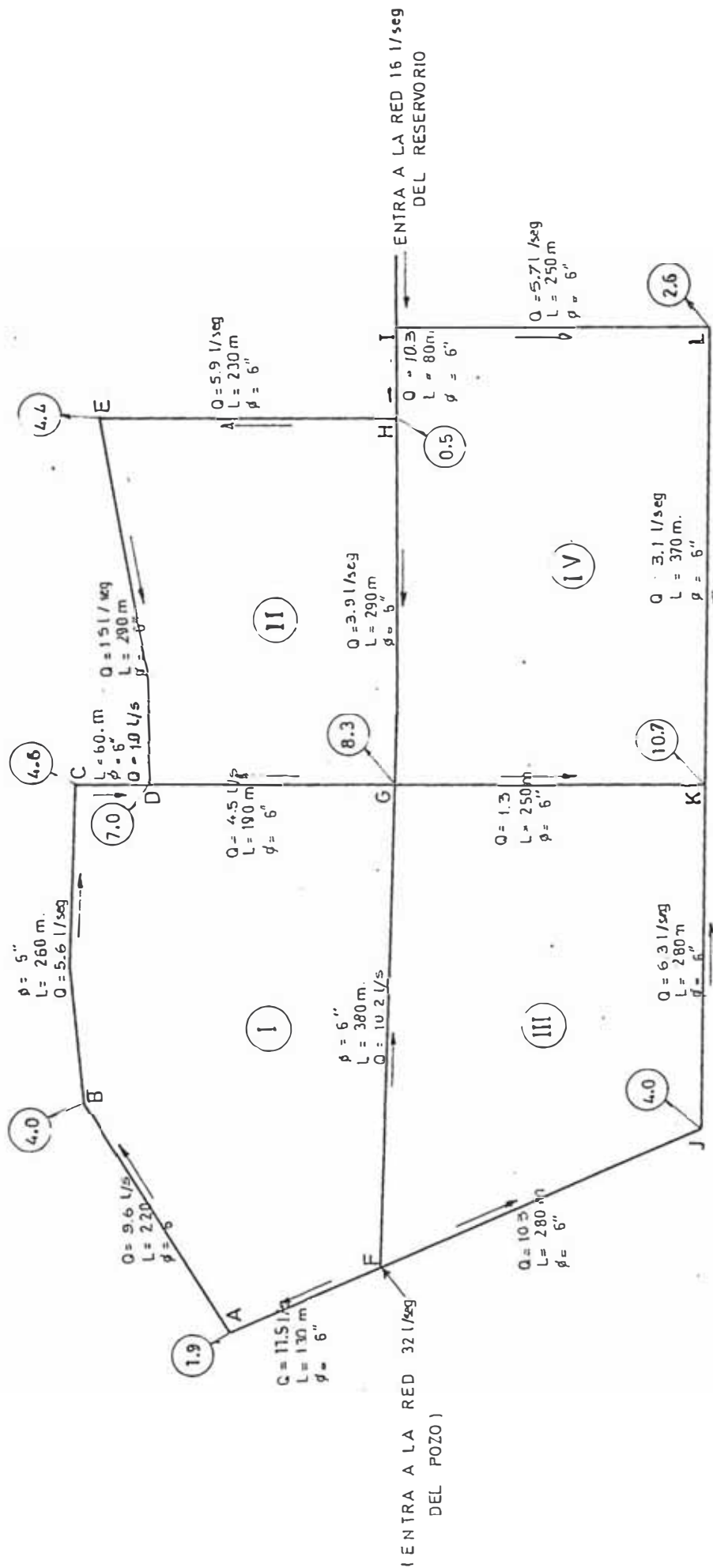
MINIMO



ESQUEMA FINAL DE DISTRIBUCION DE CAUDALES

METODO DE HARDY CROSS EN LA HORA DE CONSUMO

MAXIMO



Donde :

D - Diámetro en pulgadas

Q - Gasto en litros por segundo

L - Longitud en metros

C - Constante de Hazen y Williams cuyo valor para tuberías de asbesto-cemento es de 140,

Los resultados de este cálculo se presentan en los cuadros y diagramas siguientes,

5,2,8 VERIFICACION DE LAS PRESIONES EN LOS NUDOS

Las presiones en los nudos se determinará a partir de las cotas piezométricas de los nudos de entrada a la red,

El nudo "F" que es el más cercano al pozo tubular tiene una cota piezométrica proporcionada por la bomba - del pozo igual a 131,5 mts,

El nudo "I" cercano al reservorio, es un nudo de entrada solo en las horas de máxima demanda, y la cota piezométrica del mismo es igual a 125,6 mts,

En base a estas cotas y conociendo las pérdidas de carga en los tramos de la red, calcularemos en el siguiente cuadro las presiones en los nudos,

NUDO	COTA PIEZOMETRICA (m)	COTA TOPOGRA- FICA (m)	PRESION (m)
A	131,1	94,0	37,1
B	130,7	104,5	26,2
C	130,5	106,0	23,5
D	125,1	104,0	21,1
E	125,2	102,0	23,2
F	131,5	93,0	38,5
G	130,6	97,5	33,1
H	125,4	94,5	30,9
I	125,6	94,5	31,1
J	130,9	89,0	41,9
K	125,3	87,5	37,8
L	125,4	90,0	35,4

Las presiones así calculadas, están dentro del rango de las presiones permisibles, de esta manera se brindará al usuario un servicio eficiente, y por otro lado la conformación de la red permitirá que en el futuro no existan problemas para seguir con más ampliaciones.

5,2,9 RED SECUNDARIA Y ACCESORIOS

La red secundaria estará conformada por tuberías de asbesto-cemento de 4" de diámetro y de 105 lbs/pulg² de presión, será la encargada de hacer llegar el agua hasta las conexiones domiciliarias.

Por ser Pachacamac un pueblo con calles no muy anchas, se ubicará una sola tubería por el centro de la calle, que estará conectada con la red primaria a través de varios puntos, por lo que se mejorará la eficiencia del sistema.

La red de distribución deberá contar con los siguientes accesorios para su buen funcionamiento.

Válvulas. - En la red de distribución es conveniente proveer un mayor número de válvulas que nos permitan hacer durante la explotación los cortes necesarios para la reparación de averías o para reformas o ampliaciones, de modo que solo suspendamos el servicio a un reducido número de abonados.

Desde este punto de vista sería necesario instalar llaves en todos los ramales de cada cruce (4 válvulas por cruce) quedando en este caso sin servicio un tramo, accionando solamente 2 llaves. Sin embargo esta solución es cara, recomendándose la colocación de 2 llaves por cruce, y el servicio funcionaría en óptimas condiciones, pues maniobrando 4 llaves se interrumpen 2 tramos.

En Pachacamac se ha dispuesto 113 válvulas de fierro - fundido tipo compuerta, con caja de servicio vertical, cuya distribución puede verse en el plano respectivo.

GRIFOS CONTRA INCENDIOS

Los grifos contra incendio serán ubicados de tal forma que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 300 mts., y de preferencia en las esquinas de las tuberías de mayor diámetro.

La instalación de los grifos se hará en las veredas a una distancia de 20 cms, del sardinel. Deberá colocarse una válvula de compuerta de 4" en una caja de servicio, en el ramal de tubería entre el grifo y la tubería principal.

TUBERIA DE ADUCCION

Es la tubería que unirá el punto final de la red de distribución con el reservorio en la cámara de válvulas. Se ha considerado para este tramo una tubería de asbesto-cemento de 8", clase 105, que tendrá una longitud aproximada de 150 mts., y ya que la pendiente del terreno continúa ascendente hacia el reservorio, no necesita ninguna válvula de limpieza y de aire.

5.3 RESERVORIO

En el Capítulo III se llegó a determinar que el volumen de almacenamiento necesario para el buen funcionamiento del sistema, al término del período de diseño será de 500 m^3 , para un bombeamiento diario de 16 horas,

En la actualidad, el pueblo cuenta con un reservorio de 250 m^3 de capacidad, prestando un servicio aún eficiente. Por lo tanto para el futuro se requerirá de otro reservorio con capacidad igual al existente, y cuya construcción debe iniciarse en unos 10 años.

5.3.1 UBICACION DEL RESERVORIO

El reservorio proyectado estará ubicado en un lugar adyacente al reservorio existente, osea en el lado Este del pueblo, con una cota de fondo de 126 m.s.n.m., a media falda del cerro ("Culebra"),

Para que ambos reservorios trabajen uniformemente, será conveniente que estén conectados entre sí por medio de una tubería de asbesto-cemento de 8" diámetro,

5.3.2 DIMENSIONES DEL RESERVORIO

La forma del reservorio a adoptarse será semejante al reservorio existente, osea rectangular, ya que una forma circular nos llevaría a tener que hacer un

corte excesivo en la falda del cerro,

Por lo tanto las dimensiones del reservorio serán :

Largo : 12,5 mts.

Ancho : 8 "

Tirante : 2,5

Luz libre : 0,5 "

Con estas dimensiones obtenemos una capacidad neta del reservorio de :

$$\text{Capacidad} = 12,5 \times 8 \times 2,5 = 250 \text{ m}^3$$

5.3.3 TUBERIAS DE DESAGUE Y REBOSE

La finalidad de estas tuberías es eliminar cualquier - gasto en exceso del máximo diario,

En la práctica estas tuberías tienen un diámetro cerca no a la mitad de la tubería de conducción, sin embargo es posible diseñarlas utilizando las fórmulas de Manning, considerándolas como canales, con un flujo normal a tubo lleno,

$$\text{Manning} \quad Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde :

$$n = 0,010 \text{ (Asbesto-Cemento)}$$

$$S = 0,04$$

$$Q = 32 \text{ lts/seg.}$$

Utilizando los nomogramas de Manning para $Y/d_0 = 1$, tenemos :

$$\frac{A R^{2/3}}{d^{8/3}} = 0,30$$

Entonces : $A R^{2/3} = 0,30 d^{8/3} \dots\dots\dots (1)$

De Manning :

$$A R^{2/3} = \frac{Q n}{S^{1/2}} \dots\dots\dots (2)$$

Iguálamos (1) y (2)

$$0,3 d^{8/3} = \frac{Q n}{S^{1/2}}$$

$$d = \left(\frac{0,032 \times 0,010}{0,3 \times 0,04^{1/2}} \right)^{3/8} \quad 0,14 \text{ m.}$$

Consideraremos para tuberías de desagüe y de rebose - un diámetro de 6 las cuales estarán conectadas en - tre sí,

5.3.4 VENTILACION

La ventilación del reservorio se hará por medio de 4 tuberías de ventilación de $\varnothing = 4''$, de fierro fundido, ubicadas simétricamente en la losa del techo, termi - nando en un codo de 180° y protegidas por una malla - de cobre,

La finalidad de estas tuberías es de evitar que se

produzcan efectos de vacío en el interior del reservorio, de producirse el comportamiento hidráulico no será el mismo.

El ingreso al interior del reservorio se hará por una cubierta circular de entrada de 0,60 mts, de diámetro. Tendrá tapa de fierro fundido, tipo buzón, con armellas para poner llaves de seguridad.

Para subir se instalará una escalera tipo gato de tubos metálicos de 3/4" Ø.

5.3.5 CAMARA DE VALVULAS

Estará ubicada entre los dos reservorios con una dimensión aproximada de 3 x 4 mts., será construída de concreto con techo aligerado y será provista en su ejecución de los orificios necesarios para el pasaje de tuberías, además el piso de esta cámara tendrá una pendiente general para facilitar la evacuación del agua.

Contendrá esta cámara válvulas en las tuberías de limpieza, así como en la tubería de ingreso y salida del agua para cada reservorio.

Las aguas de limpieza, reboses y de desagües de las cámaras de válvulas, serán descargadas a un buzón exterior, y a partir de ahí, en tuberías de concreto de 8" hasta una acequia cercana que las devolverá al río.

5.3.6 RECOMENDACIONES

a) Impermeabilidad, El proceso de construcción de la cuba deberá ser tal que asegure la impermeabilidad de la estructura, Se recomienda la utilización de aditivos, tales como SIKKA o similar en el momento de preparar el concreto,

Se colocará sellos que impermeabilicen las paredes y fondo del reservorio, en las tuberías de entrada y salida, lo mismo que en las de limpieza y rebose mediante un anillo rompe agua,

b) Desinfección, Una vez que se halla terminado con la prueba hidráulica del reservorio, se procederá a su desinfección, para ello será necesario efectuar una limpieza de todos los elementos extraños, como materiales sueltos, alambres, etc, Luego se prepara una solución de cloro de 5P p.p.m, con lo que se lavará las paredes y fondo de la cuba, una vez terminada esta operación se procederá a llenar con agua el reservorio para luego dosificarla con una solución de cloro de 50 p.p.m., la que deberá permanecer en reposo durante 24 horas, Luego se abrirá la válvula de compuerta de la tubería de limpieza y se desaguará el reservorio, quedando expedito para su funcionamiento,

C A P Í T U L O VI

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- A.- PARA CONSTRUCCION Y DISEÑO DE POZOS TUBULARES
- B.- PARA TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO, TIPO MAZZA
PARA AGUA,
- C.- PARA GRIFOS CONTRA INCENDIO
- D.- PARA VALVULAS PARA AGUA, EN TUBERIAS DE ETER-
NIT O FIERRO FUNDIDO,
- E.- PARA DESINFECCION DE TUBERIAS DE AGUA,
- F.- PARA LA CONSTRUCCION DEL RESERVORIO DE AGUA
DE CONCRETO ARMADO,

A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CONSTRUCCION
Y DISEÑO DE POZOS
TUBULARES

I GENERALIDADES

Las especificaciones que a continuación se detallan servirán de normas para la completa y satisfactoria construcción, diseño, desarrollo prueba y desinfección del pozo por perforarse.

a) Localización.-

El pozo debe localizarse en un sitio a una elevación superior a la de cualquier fuente cercana de contaminación. Las distancias mínimas pertinentes seguras varían mucho con el carácter de la formación subterránea. Estas distancias serán mayores cuando la formación cerca de la superficie consiste en grava gruesa, caliza o roca desintegrada, que las distancias adoptadas en formaciones del subsuelo próximos a la superficie del terreno que tiene las características de filtración natural de la arena.

II FORROS TUBULARES

La tubería utilizada para revestimiento o forro del pozo, sirve a) de retención estructural para la pared de un pozo, b) para excluir el agua indeseable que se encuentra en algunas formaciones acuíferas y c) para conducir verticalmente el agua desde la sección de toma hasta la bomba, en consecuencia el espesor y resistencia de la tubería debe ser suficiente para resistir las cargas impuestas durante y después de su instalación sin peligro de rotura.

La tubería de revestimiento será de acero con espesores y pesos detallados en la siguiente tabla :

TABLA II

	Diámetro m. m.			Espesor m. m.	Extremos Roscados Peso : Kgs./m.	Extremos Roscados Peso : Kg/ m.
	Nominal m.m.	Interior m.m.	Exterior m.m.			
6"	153	154	168	6.4 a 7.1	28.2	28.5
8"	203	205	219	6.4 a 7.0	37.8	38.0
10"	254	259	273	6.4 a 7.8	51.0	52.8
12"	305	307	324	6.4 a 8.4	65.2	67.7
14"	356 (OD)	337	456	6.4 a 9.5	81.0	
16"	406 (OD)	387	406	6.4 a 9.5	93.0	
18"	457 (OD)	438	457	6.4 a 9.5	105.0	
20"	508 (OD)	489	508	6.4 a 9.5	117.0	
24"	610 (OD)	591	510	9.5	140.0	

También se podrá usar forros de plancha de fierro rolado y soldado cuyas dimensiones se ajustarán a las de la Tabla I.

Cuando se necesita protección adicional contra agua o terreno corrosivo se utilizará tubería de mayor espesor. Alternativamente puede emplear tubería de metal anticorrosivo (bronce o acero inoxidable) y de un espesor menor que el señalado en la Tabla I, siempre que reúna las condiciones de resistencia según el método a emplearse en el revestimiento del pozo.

- b) Cuando se utiliza tubería de maniobra o de perforación para facilitar las operaciones de perforación bajo ciertas condiciones, esta puede tener espesor menor que el indicado en la Tabla I.

Este forro podrá tener uno o más cambios en su diámetro conforme lo requiere el proceso de perforación, debiendo llegar hasta la profundidad deseada con un diámetro suficiente para permitir la colocación de la rejilla tubular o colador.

- c) Se llevará un registro exacto de los tubos que forma el revestimiento (forro) o las de maniobra (perforación) y en él se anotará su número, diámetro, espesor, longitud y otras particularidades.

III SELLADO DE LOS FORROS

Se efectuará la cementación de la tubería de revestimiento en los casos siguientes :

- a) Evitar la infiltración de agua verticalmente por el exterior del tubo en formaciones no consolidadas y de algunas formaciones consolidadas (fracturados)
- b) Protección de la tubería contra la corrosión exterior.
- c) Si se producen casualmente espacios anulares alrededor de los entubamientos.
- d) Si en alguna zona de perforación ocurriera filtraciones de agua salobre, o si este encuentro ocurre en coincidencia con un cambio del diámetro del tubo de perforación.

El ensanche anular normal para la cementación será de 0.10 m. No se permitirá operaciones de perforación o de otra índole dentro de las 72 horas siguientes al sellado.

e) Terminación superior del Pozo

La tubería de revestimiento debe sobresalir por lo menos 20 cms. por encima del piso de la caseta de bombeo. Este piso deberá haber sido construido a un nivel superior de la superficie según el artículo 1.

Cuando se instale la bomba directamente sobre la tubería de revestimiento, debe asegurarse que la tubería se ajusta a una ranura adecuada de la boma y esta debe cerrar el pozo herméticamente.

IV COLADORES O REJILLAS TUBULARES

Se emplearán rejillas en los pozos que suministran agua proveniente de formaciones no consolidadas, y en las consolidadas que lo requieran.

La rejilla o colador permite la entrada del agua libremente desde el acuífero libre de arena y además sirve como estructura de contención del material suelto de la formación.

El diámetro exacto de la rejilla o colador para un pozo determinado depende del método de instalación. El largo útil de la rejilla o colador debe calcularse de acuerdo con el espesor del acuífero, del tamaño y cantidad de aberturas, caudal requerido, etc.

La longitud de la rejilla o colador no debe sobrepasar el nivel de bombeo.

Los materiales para fabricación de rejilla son : níquel, super níquel, everdur, acero inoxidable, sílico y acero.

V TIPO Y CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS REJILLAS TUBULARES

Estas pueden ser de ranura continua en forma, sección y disposición diversas de modo que evite el atascamiento del filtro y permita el desarrollo del pozo en forma apropiada (secciones de "V" - Secciones cilindro cónicas etc.)

La rejilla puede ser construída con un miembro o miembros en espiral unidos a piezas longitudinales interiores, de acuerdo con la práctica establecida por los fabricantes, los miembros de la circunferencia serán soldados a las piezas longitudinales en cada intersección, si otro método de unión se emplea, unión a presión por ejemplo, su resistencia deberá ser igual a la de unión soldada.

a) Dimensiones.- La dimensión de las ranuras debe ser seleccionada por el contratista con la asistencia del fabricante de las rejillas o su representante y los resultados obtenidos estarán sujetas a la aprobación del ingeniero inspector.

El contratista, también está obligado a entregar muestras del material de la formación acuífera al fabricante y los resultados del laboratorio de las pruebas de granulometría.

b) Accesorios de las rejillas .- Los accesorios de las rejillas deberán ser tales que provean un sello efectivo en la parte superior e inferior de las secciones del filtro, si se requiere una extensión de tubería, ésta deberá ser un acero de bajo contenido de carbono. Si se usa anillos de plomo éste deberá ser hecho de fundición de plomo y trabajado con el diseño y dimensión apropiado para que selle perfectamente cuando se expanda con los golpes de la herramienta adecuada. Si se usa un tipo autosellante éste deberá tener por lo menos dos anillos continuos de contacto de neoprano y de las dimensiones adecuadas para evitar la entrada de arena a la rejilla.

VI VERTICALIDAD Y ALINEAMIENTO

La verticalidad y el alineamiento de todo pozo deberá ser verificado. El pozo no debe salir del vertical y la variación de alineamiento no debe afectar la instalación ni la operación del equipo de bombeo.

VII OBTENSION DE MUESTRAS Y REGISTRO DE CONTROL

Durante la perforación del pozo se tomarán muestras y acotaciones de los diversos estratos que se atraviezan debiéndose tener mucho cuidado al extraer las muestras que corresponden a las características que la limitan (superior e inferior);

VIII ESTABILIZACION DEL MATERIAL FILTRANTE ADYACENTE A LAS REJILLAS.

En los pozos diseñados con rejilla o colador, se puede adoptar :

a) filtro natural de grava o b) filtro artificial de grava, también denominado empaques de grava, dependiendo su elección de la formación acuífera presente y de las condiciones geológicas que prevalecen en el sitio del pozo.

IX FILTRO NATURAL

- a) Su formación se hará con sumo cuidado de modo que se garantice la abundante filtración del agua, de acuerdo con la posibilidad de la napa y evitando el arenamiento.
- b) Desarrollo del pozo. - El desarrollo del pozo, es la etapa más importante de su construcción y se consigue al eliminar el limo, la arcilla y la arena fina que se encuentra alrededor de la rejilla o colador, a fin de producir un filtro natural de arena o gravilla más gruesa y más uniforme a su alrededor, siendo esta última característica, la más importante, pues proporciona el máximo de porosidad y consecuentemente el agua fluirá a través de él más fácilmente y al colocarse las capas de arena de menor dimensión, mezcladas con las mas gruesas se consigue hacia el interior del acuífero una graduación paulatina hasta llegar a la condición del terreno original, con lo que se evitaría el arenamiento.

- c) Desarrollo por Embolo o Pistoneo - Un émbolo o pistón, se trabaja levantándolo y dejándolo caer hasta cubrir una longitud de la rejilla tubular o colador. Este método de pistoneo es muy simple y sumamente efectivo ya que produce el cambio de dirección del flujo hacia afuera y hacia adentro, a través de las ranuras de la rejilla y en la capa acuífera que lo rodea.

X MEDICIONES DE NIVELES Y GASTOS

Para las mediciones de niveles del agua son apropiados los métodos de aire comprimido a través de una tubería de 1/4" o 3/8" de diámetro y el eléctrico.

Bombeo de Prueba

- a) Se hará luego que el pozo esté construido y se haya limpiado.
- b) Se hará la prueba de bombeo en presencia del Ingeniero Inspector.
- c) Se medirá u anotará la profundidad exacta del pozo en presencia del Ingeniero Inspector.
- d) El Contratista proporcionará a su costo e instalará el equipo de prueba debiéndose antes recabar por escrito la aceptación correspondiente y en ella se indicará : capacidad normal de la bomba. Lts./seg., profundidad de instalación, capacidad máxima de la bomba lts/seg.
- e) El bombeo de prueba se hará entre 25 y 72 horas consecutivas debiéndose comprobar la situación de los niveles dinámicos para los diferentes gastos obtenidos.
- f) El nivel del agua durante el bombeo deberá quedar siempre encima de la rejilla tubular o colador o bien 1.50 m. sobre la canastilla de la bomba.
- g) Se deberá graduar la descarga de tal modo que se obtenga por lo

menos cinco datos de gastos uniformes que corresponden a su respectivo nivel dinámico estacionario.

- h) El Contratista proporcionará un vertedero donde se efectuará las mediciones del gasto de agua.

XI DESINFECCION

- a) Se hará luego que el pozo esté completamente terminado, incluyendo al equipo de bombeo.
- b) Antes de realizar la operación de desinfección el forro se limpiará de aceites y grasas. Se procederá a la desinfección del pozo empleando para ello solución de cloro en tal proporción de modo que se garantice una concentración de 100 p.p.m. El método de aplicación será decidido por el Ingeniero Inspector. El volumen de la solución de cloro debe igualar al volumen total del agua en el pozo.
- c) En el caso de que el bombeo de prueba se realice después que el pozo haya sido desinfectado, será necesario que todas las partes exteriores de la bomba en contacto con el agua se desinfecten con la solución de cloro indicada en el inciso b).

XII PROTECCION DEL POZO.

- a) Luego que el pozo haya sido desinfectado y probado se deberá protegerlo cerrando su boca con un tapón hermético de plancha de hierro soldada al tubo, lo suficientemente seguro para evitar contaminaciones o caídas de cuerpos extraños.

B. ESPECIFICACIONES PARA TUBERIAS DE ASBESTO
CEMENTO TIPO MAZZA PARA AGUA .-

I. MATERIALES .-

a.- Tubería

La tubería correspondiente a esta especificación será de asbesto - cemento tipo Mazza de clase 105 ó 150, que reúna las condiciones de las Normas Oficiales (INANTIC).

b.- Uniones

- a) Normalmente las uniones serán del tipo de manguito de asbesto- cemento con anillos de jebe.
- b) Cuando sea necesario, podrán utilizarse manguitos de fierro fundido del tipo Simplex, en cuyo caso, un extremo estará provisto de reborde para retener el anillo de jebe; y el otro, de ranura, para retener el plomo en sustitución del reborde; o juntas del tipo "Bibault", siempre que se ajuste a los requisitos que establece la instalación. Este tipo consiste en un collar y dos bridas de fierro fundido, con dos anillos de jebe de sección circular o cuadradas, ajustados con tuercas y pernos.

c.- Accesorios

Los accesorios serán de fierro, fundido especiales para este tipo de tubería.

II ACEPTACION

- a) La tubería que se utilizará en la obra, además de no presentar rajaduras, quiñaduras o defectos visibles, deberá tener el sello

de fábrica que indique fecha de fabricación y presión de trabajo.

- b) Los accesorios que se utilizarán en la obra no deberán presentar defectos visibles como cangrejera, deformaciones etc, Deberá comprobarse con golpe de martillo, si tienen alguna -
rajadura. De no haber una forma de fabricación, deberán pro
barse en fábrica en condiciones similares a las de las tuberías
- c) Deberá comprobarse la calidad de los anillos de jebe, median-
te una tracción enérgica con las manos. Además no deberá -
presentar defectos visibles en el material.

III INSTALACION

a.- Escavación de Zanjas

Dimensiones .-

- a) El ancho de la zanja será el estrictamente indispensable para el manipulo de la tubería y accesorios en su colo -
cación.
En ciertos casos serán necesarias zanjas anchas, y en o-
tros casos el suelo permitirá un corte angosto. Podrá
usarse cualquier ancho en la parte superior de la zanja,
pero siempre que el ancho del nivel de la tubería no excede los límites máximos y mínimos recomendados y dados en la siguiente tabla :

Diámetro del Tubo (m/m)	Ancho " A "		Ancho "A"
	Mínimo		Máximo
50-100	46	Cms	70 Cms.
150-200	50	"	80 "
250-300	60	"	90 "
350-400	75	"	110 "
450-500	80	"	120 "
600	90	"	130 "

Las razones por las cuales deben seguirse estas recomendaciones son :

1) Carga sobre la tubería

Cuanto más ancha sea la zanja en la parte superior de la tubería, más grande será el peso de tierra que ésta tiene que soportar, Es por esta razón que es conveniente mantener el ancho mínimo recomendado y también no excederse del ancho máximo permitido. El ancho en la parte superior de la tubería determina el peso de la tierra sobre el tubo.

2) Espacio necesario para el trabajo

El montaje será difícil y lento si se hace una zanja demasiado angosta, provocando así que el trabajo sea deficiente. La falta de espacio impide el movimiento del tubo para tener en cuenta la expansión en la tubería y hace imposible la revisión apropiada de los anillos de caucho, una vez terminada la operación de montaje de la unión. Por otra parte si no hay espacio amplio, el relleno no puede apisonarse - como se describirá posteriormente. Darle el ancho necesario para que pueda usarse la compactadora mecánica.

La profundidad de la zanja considerada desde la razante, estará dada por la siguiente tabla según el diámetro :

15 ó 100 mm - 0.80 m.	200 mm	1.10 m.	300 mm - 1.35 m
150 mm	0.90 m.	250 mm - 1.20 m.	350 mm - 1.50 m.

Estas dimensiones podrán variar solamente de acuerdo a condiciones especiales como paso por terrenos de cultivo, cruce de vías férreas o caminos, aducciones a reservorios situados en cerros etc. y deberá estar de acuerdo a la especificación especial de cada caso indicado en los planos.

- b) El fondo de la zanja deberá emparejarse cuidadosamente para que la tubería tenga un apoyo continuo. Las salientes de piedra o roca deberán ser evitadas, debiéndose eliminar con sustitución de una cama de material granular compactado.
- c) Cuando se excave en roca, el fondo de la zanja deberá profundizarse 0.10 m. debajo de su nivel normal y colocar una cama de arena o material fino compactado.
- d) Cuando se escave en material inestable, afectado por la humedad del subsuelo, infiltraciones de agua, o nivel freático alto, se tendrá presente estas situaciones especiales, para evitar derrumbes en la excavación y el tubo deberá asentarse sobre un soldado de material granular bien compactado (a por lo menos 95 % de la máxima densidad seca "Proctor Standard" y a la humedad óptima).
- e) Cuando se excave en un material inestable por su humedad o su contenido de materia orgánica, deberá procederse como en el caso d, pero con un soldado de concreto estudiado para el caso, debiendo estar equipado con una armadura de refuerzo, apoyo sobre pilotes, o cualquier otro procedimiento que garantice la estabilidad de la tubería.

- f. Los casos indicados en d y e se estudiarán cuidadosamente de acuerdo a las condiciones del suelo, para llegar al diseño apropiado.
- g. En cualquier caso que se tenga que efectuar un drenaje en la zanja, el procedimiento deberá garantizar la seguridad de la instalación misma y de las instalaciones existentes, no permitiéndose procedimientos que comprometan la estabilidad del terreno circundante a la excavación.

b.- Montaje de la Tubería

Bajada de la Tubería a la Zanja

Bajar cuidadosamente la tubería a la zanja, valiéndose según su peso, ya sea de una cuerda en cada extremidad manejada - cada una por un hombre o de un caballete o trípode provisto de polea.

Exámen y limpieza de la tubería

Antes de colocar el tubo definitivamente, asegurarse que el interior esté exento de tierra, piedras, útiles de trabajo, ropa o cualquier otro objeto extraño. Asegurarse también, que los enchufes y anillos estén limpios, con el fin de obtener una junta hermética.

Exámen y limpieza de los accesorios

Antes de proceder al montaje de la unión, se examinarán una vez más las partes de dichas uniones. Se asegurarán de la limpieza perfecta del tubo, del accesorio de la unión y del anillo.

c.- Alineamiento en el montaje

Durante el montaje de las tuberías, deben alinearse y nivelarse los dos extremos de los tubos que se van a unir, quitando tierra si fuese necesario de las partes salientes de las zanjas, hasta que resulten perfectamente alineados todos los elementos de la tubería. Para colocar la tubería en esta posición, debe descartarse en absoluto el empleo de cuñas de piedra o de madera, ya sea en la tubería o para asegurar los accesorios. En la instalación de curvas de gran diámetro, debe cada tubo seguir el alineamiento del anterior y tan solo después de terminado el montaje, se llevará el tubo al alineamiento curvo de la instalación.

d.- Montaje de tubos y accesorios

El montaje de tubos y accesorios se efectuará sobre apoyo continuo obtenido según se describe en 5.3

Su conexión a los accesorios de fierro fundido debe hacerse con nipples cortos de Eternit, lo más cerca posible al empalme, a fin de prever uniones flexibles adyacentes a dichos accesorios.

e.- Cortes

Todos los tubos de asbesto-cemento Pueden ser cortados con sierras manuales, sierra mecánicas de disco abrasivo, y también, con cortadores especialmente diseñados para cortar tubería de asbesto-cemento. Una vez cortados, estos tubos deberán ser maquinados en sus extremos, para su posterior utilización.

f.- Espigas

Las espigas de los tramos cortados en obra, deberán realizarse mediante la máquina (tarraja) especial para este fin.

g.- Anclaje en pendiente

El anclaje de tubos, codos y otros accesorios en pendiente consistirá en bloques de concreto, bien cimentados y consistentes, lo suficiente para neutralizar el efecto de los empujes, debiendose colocar abrazaderas de acero cuando sea necesario y se especifique en los planos .

h.- Sujeción de codos, derivaciones etc.

- a) Los cambios de dirección, reducciones, puntos muertos, deben sujetarse por medio de bloques de concreto dejando libres las uniones, para su fácil descubrimiento en caso de necesidad.
Así mismo, las válvulas y grifos contra incendio, deben quedar perfectamente ancladas.
- b) Puede emplearse collares o abrazaderas de sujeción, fuertemente empotradas en los muros o solados sobre el que se apoya la tubería, siempre que entre dichos collares y la tubería se intercale empaquetaduras de jebe de suficiente espesor, u otro material similar que evite el contacto directo.
- c) El anclaje de codos, tees, tapones y demás accesorios, deberá ser hecho en tal forma que garanticen la transmisión del esfuerzo al punto de apoyo.
- d) El concreto para los anclajes no deberá tener una proporción menor de 1:3:6 (cemento - arena - piedra)

Relleno de Zanjas

- a) Después de las pruebas parciales, y corregidos los defectos, se hará el relleno de la zanja teniendo las precauciones necesarias de acuerdo a la fragilidad del material de la tubería a efectos de impacto.

- b) Se colocará en la zanja, primeramente el material seleccionado, libre de piedras, raíces, malezas etc. y que tenga límites líquidos menores de 35 % e índices plásticos menores o iguales a 6 %.
 - c) Apisonaráse uniformemente los costados de la tubería con material del tipo indicado en b. El material deberá ser humedecido al óptimo contenido de humedad y compactado a por lo menos 95 % de la máxima densidad Seca "Proctor Standard". Esta compactación se efectuará hasta alcanzar el diámetro horizontal..
 - d) El relleno se seguirá apisonando con el material especificado en b en forma tal que no levante o mueva el tubo de su alineamiento horizontal o vertical, en capas sucesivas de 10 cm. de espesor hasta obtener una altura mínima de 30 cm. sobre la clave del tubo.
 - e) La operación continuará en capas de 20 cm. con el material proveniente de la excavación, sin seleccionar, pero libre de piedras mayores de 4", hasta llegar a 20 cm. debajo de la subrasante. Los últimos 20 cm. deberán estar constituidos por suelos finos con límite líquido menor o igual a 25 % e índice plástico menor o igual a 6 %
 - f) Los pisones que se emplearán en los puntos c y d serán de forma cilíndrica, de madera de 8 a 10 cm. de diámetro y de 20 a 30 cm. de largo. Se emplearán con el eje del cilindro paralelo a la tubería. En el punto E se usará pisones de forma cúbica de madera, de 15 a 20 kg. de peso.
- En la parte del relleno descrito en e se podrán usar planchas vibratorias.

IV COMPROBACION EN OBRA

La comprobación en obra se efectuará para controlar la perfecta ejecución de los trabajos, en conformidad con el proyecto aprobado. A este efecto, se exigirá la ejecución de dos pruebas : Una prueba parcial y otra prueba final.

a.- Prueba Parcial

- a) A medida que se verifique el montaje de la tubería y una vez que están colocados en su posición definitiva todos los accesorios, válvulas y grifos que debe llevar la instalación, se procederá a hacer pruebas parciales a la presión interna de tramos de 300 a 500 m. de promedio de preferencia entre válvulas. El tramo en prueba debe quedar parcialmente relleno, dejando descubiertas y bien limpias todas las uniones.
- b) Las tuberías serán sometidas a una presión hidrostática equivalente a 1.5 veces la presión de trabajo nominal de las tuberías.
- c) Cada tramo de tubería deberá de llenarse con agua a ritmo lento y una vez lleno será sometido a la presión de prueba, usando una bomba conectada a la tubería.
- d) Cuando se está llenando de agua la tubería y antes de aplicar la presión, se tendrá cuidado de expulsar el aire de la misma por medio de una válvula colocada en la parte más alta del tramo de prueba.
- e) La prueba en si, se efectuará de la siguiente manera : Se elevará la presión a la "Presión de Servicio", la cual no deberá descender durante 15 minutos. Luego se elevará la presión de 10 en 10 libras hasta llegar a 1.5 veces la presión de trabajo mencionada en b.

- f) La prueba será considerada conforme cuando se cumpla lo siguiente :
1. Que el manómetro no indique descenso de la presión de prueba mayor de una libra por minuto en tuberías hasta 8" y 1.5 libras por minuto para diámetros mayores.
 2. Que en la inspección visual del tramo de prueba no se notan fugas en las juntas. Se consideran aceptables únicamente condiciones de ligero humedecimiento sin goteo.
- g) En caso de no ser conforme la prueba, tendrá que repetirse en iguales condiciones.
- h) La prueba se repetirá tantas veces como sea necesario, hasta conseguir resultado conforme.

b.- Prueba final total

Tiene por objeto constatar la buena ejecución de algunos empalmes, la correcta apertura de válvulas etc.

Para la prueba final, se abrirán todas las válvulas, grifos contra incendio, bocas de riego etc. y se dejará penetrar el agua lentamente para eliminar el aire. Es conveniente empezar la carga con agua por la parte baja, dejando correr el agua durante cierto tiempo por los grifos, bocas de riego etc., hasta estar seguro de que estas bocas no dejen escapar más aire.

Estas aberturas se empezarán a cerrar partiendo de la zona baja.

c.- Prueba de Conexiones domiciliarias

Después de insertadas las conexiones domiciliarias y estando las llaves Corporation cerradas, se hará una prueba del conjunto a una presión no menor de 1.2 veces la presión del servicio y no inferior a 70 lb/plg².

C. ESPECIFICACIONES PARA GRIFOS CONTRA INCENDIO .

I. MATERIAL

- a) Los grifos contra incendio serán del tipo poste de dos bocas de 2.1/2". Llevará válvulas de compuerta para interrumpir el flujo en caso necesario. Ambas bocas llevarán tapa roscada de fierro fundido con cadena de seguridad. La campana deberá ser del tipo apropiado para Eternit o fierro fundido según el tipo de tubería especificado.
- b) La presión de trabajo será de 150 lb/plg².
- c) La nuez de cierre y apertura de la válvula interna del grifo deberá estar protegida como para no ser accionada por manos extrañas, no pudiéndose abrir sino con una llave rectangular especial.

II ACEPTACION

- a) Los grifos deberán ser examinados antes de su instalación para verificar que no tengan ningún defecto de fabricación o deterioro en el transporte.
- b) Cuando sea requerido, la entidad licitante podrá solicitar una prueba hidráulica del grifo fuera de zanja a una presión no menor de 15 kg/cm²

III INSTALACION

- a) El fondo de la zanja donde se va a instalar el grifo se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.
- b) El asiento del grifo se colocará sobre un solado de concreto de 3" de espesor, mezcla 1:8 (de cemento-hormigón). Después de realizar su empalme con la red se vaciará alrededor

del asiento un acompañamiento de igual mezcla que servirá de anclaje al grifo. Este acompañamiento deberá extenderse hasta la pared de la zanja en el lado opuesto a la entrada de la tubería con iguales características que en el caso de un codo colocado en zanja.

- c) Después del relleno de zanjas correspondiente, el grifo será limpiado con escobilla y pintado con dos manos de pintura anticorrosiva y una mano de pintura tipo marino.

D. ESPECIFICACIONES A.P.4 DE VALVULAS PARA AGUA EN
TUBERIAS DE ETERNIT O FIERRO FUNDIDO

I MATERIAL

Las válvulas de interrupción para redes de agua potable serán del tipo compuerta para una presión de trabajo mínima de 150 lb/plg². Llevarán doble campana capaz de recibir directamente la tubería de asbesto-cemento con la unión normal de anillo de jebe o la unión correspondiente a la tubería de fierro fundido que se use.

II ACEPTACION

- a. Las válvulas deberán ser examinadas antes de su instalación para verificar que no tengan ningún defecto de fabricación o deterioro en el transporte.
- b. Cuando sea necesario, el Ministerio de Transp. y Com. podrá solicitar una prueba hidráulica de la válvula fuera de zanja a una presión no menor de 15 kg/cm².

III COLOCACION

- a. El fondo de la zanja donde se apoyará la válvula, se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.
- b. Después de colocada la válvula en zanja, incluyendo su unión con las respectivas tuberías, se colocará un solado de concreto 1:8 (cemento - hormigón) destinado al anclaje de la válvula y para servir de apoyo a la caja de ladrillo. Sus dimensiones deberán estar de acuerdo al tamaño de dicha caja, que interiormente tendrá como mínimo :

Para válvula de 75 a 200 mm. 0.15 m

Para valvula de 250 a 300 mm. 0.20 m.

- c) La caja de ladrillo rectangular que rodeará la válvula deberá hacerse de las dimensiones indicadas en b de ladrillo corriente de sogá asentado con mortero 1:5 sin tarrajeo.

Deberá hacerse una reducción de las dimensiones interiores en forma progresiva mediante el desplome de las hileras de ladrillo de la parte superior. El desplome - máximo deberá ser de 1:5 en cualquier cara del tronco de la pirámide.

El apoyo directo de la caja de ladrillo sobre la tubería deberá ser evitado mediante la colocación de una lámina de cartón embreado, y otro procedimiento que garantice la separación entre ambos elementos.

- d) La caja de ladrillo terminará 0.25 m. debajo de la rasante del pavimento.

Encima llevará un techo de concreto armado , de forma rectangular, prefabricado, de 0.05 m. de espesor y con una abertura en el centro de 0.12 x 0.12 m. con 2 ϕ 1/4" rectos, formando marco con la abertura central.

Las dimensiones del techo serán :

Para 75 a 100 mm (no lleva techo)

Para 150 a 250 mm. 0.45 x 0.35 x 0.05

Para 300 a 350 mm. 0.60 x 0.40 x 0.05

- e) Encima del techo se colocará la caja para válvulas de fierro fundido con base circular de 0.20 m. de diámetro, 0.20 m. de alto y 12 kg. de peso.

Para asegurarla al techo se vaciará alrededor de ella una mezcla de 1:2:4 con piedra chica y con una altura mínima de 0.10 m salvo de algun caso de construcción de pavimento en el lugar donde está localizada la válvula.

F. ESPECIFICACIONES PARA DESINFECCION DE TUBERIAS DE AGUA

I GENERAL

Antes de ser puesta en servicio cualquier nueva linea o sistema de agua potable, deberá ser desinfectada con cloro.

Cualquiera de los siguientes métodos enumerados por orden de preferencia podrán seguirse para la ejecución de este trabajo.

- a. Cloro líquido
- b. Compuestos de cloro disueltos en agua.

II LAVADO PRELIMINAR

Antes de proceder a la clorinación, toda suciedad o materia extraña deberá ser eliminada inyectando agua por un extremo de la tubería y haciéndola salir por el otro, por medio de un grifo contra incendio u otro medio. Esto deberá hacerse después de la prueba a presión, ya sea antes o después del relleno de la zanja.

III DESINFECCION CON CLORO LIQUIDO

Se aplicará una solución de cloro líquido por medio de un aparato clorinador de solución, o cloro directamente de un cilindro con aparatos adecuados para controlar la cantidad agregada y asegurar la difusión efectiva del cloro en toda la tubería. Será preferible usar el aparato clorinador de solución. El punto de aplicación será de preferencia al comienzo de la tubería y a través de una llave "Corporation".

En un sistema nuevo, la aplicación podrá hacerse en la estación de bombeo en un tanque elevado o reservorio.

El dosaje de cloro aplicado para la desinfección será de 40 a 50 ppm.

IV USO DE COMPUESTOS DE CLORO DISUELTOS

En la desinfección de la tubería se podrá usar un compuesto de cloro tal como hipoclorito de calcio o similares y cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido. Estos productos se conocen en el mercado como HTH, PERCHLORON, MAXOCLOR, etc.

Para la adición de estos productos se usará una solución de 5 % en agua, la que será inyectada o bombeada dentro de la nueva tubería y en una cantidad tal que dé un dosaje de 40 a 50 ppm. de cloro.

V PERIODO DE RETENCION

El período de retención será por lo menos de 3 horas, al final de la prueba el agua deberá tener un residuo por lo menos de 5 ppm de cloro.

VI LAVADO FINAL Y ANALISIS

Después de la prueba el agua con cloro será totalmente expulsada llenándose la tubería con el agua dedicada al consumo. Antes de poner en servicio esta tubería se comprobará que el agua que contiene satisface las exigencias de los abastecimientos del agua potable del país, para lo cual se hará los análisis bacteriológicos correspondientes. Si estas condiciones no fueran totalmente satisfactorias, la desinfección deberá repetirse hasta lograr un resultado satisfactorio.

F. ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE RESERVORIO DE AGUA DE CONCRETO ARMADO Y PRETENSADO

I GENERALIDADES

Las presentes especificaciones forman parte del proyecto estructural para la construcción de Reservoirio de agua de concreto armado y/o concreto pretensado.

El contratista (b) se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos correspondientes a lo señalado en las presentes especificaciones y en las normas del concreto armado.

II CONCRETO

a. Clases

Se emplearán las clases de concreto definidas por su resistencia ASTM y por el tamaño máximo de agregado, en el cuadro siguiente, de estas mismas especificaciones se detallan los datos básicos que permitirán al contratista diseñar las mezclas correspondientes.

b. Cemento

Todo el cemento será Portland ASTM C-150-56

c. Agregados

Todos los agregados empleados para la elaboración del concreto deberá satisfacer la norma ASTM C 33-61-T

d. Aditivos

Sólo se podrán emplear aditivos aprobados por el Ingeniero En cualquier caso queda expresamente prohibido el uso de aditivos que contengan cloruros y/o nitratos.

DENOMINACION	1	2	3	4
1. Resistencia a la rotura por compresión a los 28 días, Standard ASTM f 'c en kg/cm2.	175	210	210	280
2. Agregado máximo en pulgadas	2	1	1/2	1
3. Sistema de Compactación	-----VIBRACION-----			
4. Cantidad mínima de cemento. Sacos por m3.	6	6 1/2	6 1/2	7
5. Cantidad máxima de cemento. Sacos por m3	-	-	-	6 1/2
6. Relación agua/cemento máxima. En litros por Saco.	30	25	25	20
7. Slump máximo en plg.	2	3	1	3
8. Uso	Cimenta, lozas y paredes			

No es materia de la presente especificación el concreto para ci - mientos corridos, gradas y falsos pisos el que podrá dosificarse a base de cemento y hormigón . En cualquier caso estos concretos no darán una resistencia menor de 100 kg/ cm2 a los 28 días en prueba Standard ASTM.

e. Agua

El agua empleada para preparar el concreto será agua potable.

f. Almacenaje de materiales

El cemento será almacenado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad.

Los agregados de diferentes granulometrías serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, contenido de arcilla y/o materias orgánicas.

g. Medición de los materiales

El procedimiento de medición será tal que las proporciones de la mezcla puedan ser controladas con precisión durante el proceso de trabajo.

h. Mezclado

Todo concreto a emplearse en la obra será preparado con mezcladoras mecánicas.

i. Colocación

El proceso de transporte y colocación del concreto será tal que no ocurra segregación de los componentes. En general la compactación se efectuará de manera que se emplee vibradores de inmersión.

j. Curado

El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible sin dañar la superficie del concreto y prolongarse ininterrumpidamente por un mínimo de 7 días.

k. Pruebas

La resistencia del concreto será comprobada periódicamente, con este fin se tomarán testigos cilíndricos de acuerdo a la norma ASTM en las cantidades mínimas siguientes : 12 (doce) testigos por cada 200 m³. de concreto colocado, ó 12 (doce) testigos - por día de colocación del concreto.

La prueba de resistencia consistirá en romper 3 testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM.

Se llamará resistencia del concreto al promedio de los tres resultados.

La resistencia del concreto será tal que no más de una prueba en diez dé un valor inferior al especificado, y el promedio de tres pruebas, sea siempre superior al valor indicado.

El contratista llevará un registro de cada testigo fabricado en el que constará la fecha de elaboración (inclusive la hora), la clase de concreto (indicando lugar específico) edad al momento de la prueba y número de la misma. El contratista incluirá el costo total de estas pruebas en su presupuesto. Las pruebas serán efectuadas por un laboratorio independiente de la organización y aprobado por el Ingeniero. En la eventualidad que no se obtengan las resistencias especificadas el ingeniero proyectista podrá ordenar a su solo juicio, que se efectúen pruebas de carga totales o parciales y de no considerar los resultados de estas pruebas como satisfacto-

rios podrá ordenar la demolición parcial o total de la estructura. El costo de las pruebas de carga y el costo de la demolición y reconstrucción, si estas llegaran a ser necesarias, será de cuenta exclusiva del contratista, el que no podrá justificar demoras en la entrega de la obra por estas causas.

III ACERO

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia pero deberá además cenirse a las siguientes condiciones :

Carga de fluencia en kg/cm ²	4200	2800
Carga de roturas en kg/cm ²	5000 - 6000	5000 - 6000
Deformación minima de la		
rotura	10 %	14 %
Corrugaciones	ASTM	305 - 56 T

- En caso de que este acero sea obtenido en base a torsionado u otra forma semejante de trabajo en frío, sólo podrá ser soldado con soldadura tipo Boehler Fox SPE o ARMCO Shield Arc 85 u otra de iguales características.

IV FUERZA PRETENSORA

La fuerza pretensora será aplicada mediante el tensionado de acero de alta resistencia por procedimientos aprobados y anclado con sistema de anclaje de calidad reconocida.

V ENCOFRADO

Los andamiajes y encofrados tendrán una resistencia adecuada para resistir con seguridad y sin deformaciones apreciables las

cargas impuestas por su propio peso, el peso o empuje del concreto y una sobre carga de llenado no inferior a 200 kg/ m²

Los encofrados serán debidamente alineados y nivelados, de tal manera que formen elementos de las dimensiones indicadas. Las tolerancias admisibles son las siguientes :

En la sección del elemento	10 mms.
En el alineamiento cada 6 metros	0 5 mms.

Con el objeto de facilitar el desencofrado, las formas serán recubiertas con aceite soluble de tipo y calidad aprobada por el Ingeniero.

Los plazos de desencofrado serán los siguientes :

Muros	24 horas
- Fondos de cubas	7 días
Lozas pequeñas	3 días

Queda expresamente aprobado el sistema de encofrado deslizantes para la construcción de los reservorios.

VI JUNTAS.-

Las juntas de construcción serán ubicadas únicamente en los lugares indicados en los planos. En el caso de que por razones de necesidad extrema sea indispensable colocar juntas de construcción adicionales, estas serán ejecutadas de modo tal de recuperar en su integridad la continuidad perdida.

C A P I T U L O VII

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

PACHACAMAC

PRESUPUESTO ESTIMATIVO

RESUMEN DE PRESUPUESTOS

1,-	OBRAS PRELIMINARES	S/,	1'500,000,00
2,-	POZO TUBULAR Y CANEZAL DEL		
	EQUIPO DE BOMBEO,	S/,	8'140,000,00
3,-	EQUIPO DE BOMBEO	S/,	11'570,000,00
4,-	CASETA DE BOMBEO	S/,	2'979,950,00
5,-	RED DE DISTRIBUCION	S/,	77'834,300,00
6,-	RESERVORIO APOYADO	S/,	9'854,590,00
7,-	CAMARA DE VALVULAS	S/,	1'932,670,00

TOTAL : S/, 113'811,510,00

GASTOS GENERALES Y UTILIDAD DEL

CONTRATISTA, 30% DEL TOTAL : S/, 34'143,453,00

TOTAL GENERAL : S/. 147'954,963,00

SON : CIENTO CUARENTA Y SIETE MILLONES, NOVECIENTOS CINCUENTA
Y CUATRO MIL NOVECIENTOS SESENTA Y TRES SOLES ORO,

S,E,d, O,

CONCLUSIONES

El abastecimiento de agua potable constituye una urgente necesidad para promover y afianzar el desarrollo económico y social de los pueblos, como es el caso de Pachacamac.

El valle de Lurín, donde está ubicado el pueblo, a escasos kilómetros de Lima Metropolitana, está prácticamente olvidado por las autoridades, dedicándose la mayor parte de sus habitantes a la agricultura, registrándose no menos de 800 pozos en explotación.

Se ha creído conveniente escoger como fuente de abastecimiento, las aguas subterráneas del valle, ya que se determinó que el valle tenía un alto potencial acuífero y la calidad de las aguas era muy buena. Se puede decir que para la mayoría de pueblos de la costa Peruana, la solución más económica para el abastecimiento de agua es la perforación de pozos.

El proyecto en resumen consta básicamente de lo siguiente :

- a) Captación. - Se perforará un pozo tubular de 40 mts., de profundidad y 16" de diámetro, que debe rendir un caudal de 32 lts/seg, para satisfacer la demanda máxima diaria.

La ubicación del pozo será en un terreno adyacente al actual pozo que dota de agua al pueblo, ésto para a-

provechar mejor las instalaciones de distribución -
existentes,

Las aguas así captadas, recibirán un tratamiento de
desinfección por cloración muy simple, ya que son de
buena calidad,

- b) Redes de distribución.- Se ha creído conveniente se-
guir el sistema actual que abastece a la ciudad, Es-
te sistema no considera líneas de conducción; de la
zona de captación se bombea directamente a la red de
distribución, quedando el reservorio posterior a la
zona a la que sirve,

Se utilizará para la red, tuberías de asbesto-cemen-
to (Eternit) Tipo Mazza de 105 lbs/pulg² de 4" y 6"
de diámetro.

Se han considerado dentro de la red para el mejor -
funcionamiento de la misma, diversos accesorios co -
mo : Válvulas, grifos contra incendio, codos de 45°
y 90°, etc., los cuales serán de fierro fundido,

- c) Reservorio.- Se ha calculado en el presente estudio
que el pueblo requerirá un volúmen de regulación i -
gual a 500 m³, al final del período de diseño; para
lo cual se construirá un reservorio apoyado, que es-
tará apoyado a un lado del que actualmente funciona
en el pueblo, Entre los dos reservorios se ubicará -
la cámara de válvulas, desde donde se regulará la en-
trada y salida del agua a los dos reservorios.

Por último en el Capítulo VI se dan algunas recomendaciones para la construcción y el mejor funcionamiento de las instalaciones anteriormente señaladas.

=====

BIBLIOGRAFIA

- Linley, Ray "Ingeniería de los Recursos"
- Fair y Geyer Abastecimiento de Agua"
- Fliem y Steel "Abastecimiento de Agua y Alcan -
tariallado"
- Navarro Palma, Augusto "Apuntes de Clase del Curso de
Abastecimiento de Agua y Alcan -
tarillado"
- Dirección de Aguas "Diagnóstico de Explotación e In-
Subterráneas del Minis fraestructura de Captación de
terio de Agricultura las Aguas Subterráneas del Valle
de Lurín"
- Ministerio de Vivienda
y Construcción, "Normas y Requisitos para Proyec -
tos de Agua Potable y Alcantari -
llado, destinados a Localidades -
Urbanas"
