

**Universidad Nacional de Ingeniería**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL**



**“AVANCE DE MEJORAS DEL AÑO 2005 DEL  
DIAGNÓSTICO DE SERVICIO DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE CHANCAY”**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE :**

**INGENIERO SANITARIO**

**PRESENTADO POR:**

**JAVIER RICHARD DIAZ CHAPPE**

**LIMA, PERU**

**2006**

## **DEDICATORIA**

A mi Padre Celestial, mi Salvador Jesucristo toda la Gloria, la Honra y el Honor por siempre. Amen

A mis padres Teófilo y Noelia por sus sacrificios con que me educaron, siempre indesmallables para hacer realidad mi formación personal y profesional.

A mi queridísima suegra Maria Bustamante Vda. de Mejía y a mi suegro José D. Mejía Adrianzén por su apoyo inefable, e incondicional.

A mi amada esposa Giuliana Mejía B., por su amor, comprensión, paciencia y apoyo infinito.

A mi hermano Fernando Diaz Ch., siempre por sus apoyos, que Dios me los guarde.

## **AGRADECIMIENTO**

Al Ing. José Beteta L. por su apoyo incondicional en la realización del informe.

A mi queridísima cuñada Gladys Todesco por ese gesto de apoyo sin medida que Dios le bendiga por siempre.

## **RESUMEN**

En este informe en el Capítulo 1 se presenta la descripción y evaluación de cada uno de los componentes del sistema de agua potable: fuente, sistema existente, en el Capítulo 2 se presenta la operación y mantenimiento del agua, su organización, equipos, herramientas y actividades de operación del sistema de agua, en el Capítulo 3 presenta los criterios generales considerados en el diagnóstico, en el Capítulo 4 se presenta la descripción y evaluación de los componentes del sistema de alcantarillado como áreas de drenaje, red de colectores, buzones, conexiones domiciliarias, líneas y estación de bombeo, emisores, canales de riego, caracterización de las aguas servidas, disposición final, evaluación del cuerpo receptor, en el Capítulo 5 se presenta el estudio de la contribución de agua residual al sistema de alcantarillado, la oferta, proyectos en ejecución, en el Capítulo 6 se presenta la operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario, personal, equipos, actividades rutinarias, en el Capítulo 7 se presenta las conclusiones, en el Capítulo 8 se presenta las recomendaciones del análisis.

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>PROLOGO.....</b>	<b>2</b>
<b>CAPÍTULO I DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.....</b>	<b>7</b>
<b>1 GENERALIDADES.....</b>	<b>8</b>
<b>FUENTES.....</b>	<b>8</b>
1.1 AGUA SUPERFICIAL.....	8
1.2 AGUA SUBTERRÁNEA.....	15
1.2.1 <i>Litología y Características del Reservorio Acuífero.....</i>	15
1.2.2 <i>Napa Subterránea.....</i>	22
1.3 CALIDAD DE FUENTES.....	23
1.3.1 <i>Superficial.....</i>	23
1.3.2 <i>Subterránea.....</i>	27
<b>SISTEMA EXISTENTE DE AGUA POTABLE.....</b>	<b>32</b>
1.4 SISTEMA DE PRODUCCIÓN- AGUA SUPERFICIAL.....	35
1.4.1 <i>Canal Chancay-Bajo.....</i>	35
1.5 SISTEMA DE PRODUCCION-AGUA SUBTERRÁNEA.....	56
1.5.1 <i>Galería Quepepampa.....</i>	58
1.5.2 <i>Galería Molino Hospital.....</i>	61
1.5.3 <i>Galería Cerro La Culebra.....</i>	63
1.6 SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.....	66
1.6.1 <i>Almacenamiento.....</i>	66
1.6.2 <i>Líneas de Aducción.....</i>	86
1.6.3 <i>Cisternas de Bombeo y Líneas de Impulsión.....</i>	86
1.6.4 <i>Redes de Distribución de Agua Potable.....</i>	93
1.6.5 <i>Simulación Hidráulica.....</i>	102
1.6.6 <i>Expansión del Sistema de Distribución.....</i>	117
<b>CAPITULO II OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....</b>	<b>122</b>
<b>1 ORGANIZACIÓN.....</b>	<b>123</b>
1.1 SECCIÓN DE PRODUCCIÓN.....	124
1.2 SECCIÓN DE PROYECTOS, OBRAS Y ASISTENCIA TÉCNICA.....	125
1.3 SECCIÓN DE MANTENIMIENTO.....	125

<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.....</b>	<b>126</b>
<b>ACTIVIDADES QUE SE REALIZAN EN LA OPERACIÓN DEL SISTEMA.....</b>	<b>126</b>
<b>CAPÍTULO III CRITERIOS GENERALES CONSIDERADOS EN EL DIAGNÓSTICO.....</b>	<b>136</b>
<b>1 GENERALIDADES.....</b>	<b>137</b>
<b>2 POBLACIÓN.....</b>	<b>137</b>
<b>DESARROLLO URBANO.....</b>	<b>137</b>
<b>SITUACIÓN AMBIENTAL Y VULNERABILIDAD.....</b>	<b>137</b>
<b>DEMANDA.....</b>	<b>138</b>
<b>ALMACENAMIENTO.....</b>	<b>139</b>
<b>CALIDAD DE AGUA.....</b>	<b>140</b>
<b>PRESION EN EL SISTEMA.....</b>	<b>140</b>
<b>VELOCIDADES EN LAS TUBERÍAS PRINCIPALES.....</b>	<b>141</b>
<b>MACROMEDICIÓN.....</b>	<b>141</b>
<b>MICROMEDICIÓN.....</b>	<b>142</b>
<b>ESTACIONES DE BOMBEO.....</b>	<b>142</b>
<b>VIDA UTIL.....</b>	<b>144</b>
<b>CAPITULO IV DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....</b>	<b>147</b>
<b>GLOSARIO DE TERMINOS.....</b>	<b>148</b>
<b>1 GENERALIDADES.....</b>	<b>151</b>
<b>2 ANTECEDENTES.....</b>	<b>152</b>
<b>3 DESCRIPCION GENERAL.....</b>	<b>153</b>

<b>4</b>	<b>AREAS DE DRENAJE.....</b>	<b>154</b>
<b>5</b>	<b>RED DE COLECTORES.....</b>	<b>159</b>
5.1	COLECTORES PRINCIPALES.....	162
5.2	COLECTORES SECUNDARIOS.....	164
<b>6</b>	<b>BUZONES.....</b>	<b>167</b>
<b>7</b>	<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS.....</b>	<b>174</b>
7.1	CLASIFICACION POR TIPO DE USUARIO.....	175
7.2	COBERTURA DE SERVICIO DE ALCANTARILLADO.....	175
7.3	ESTADO DE LAS CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE.....	176
<b>8</b>	<b>LÍNEAS DE IMPULSIÓN Y ESTACIÓN DE BOMBEO.....</b>	<b>177</b>
8.1	LÍNEAS DE IMPULSIÓN.....	177
8.2	ESTACIÓN DE BOMBEO.....	179
8.2.1	<i>Obra Civil.....</i>	179
8.2.2	<i>Instalaciones Hidráulicas.....</i>	180
8.2.3	<i>Máxima Capacidad Instalada.....</i>	182
<b>9</b>	<b>EMISORES.....</b>	<b>183</b>
9.1	EMISOR AVINKA(A1).....	184
9.2	EMISOR JUNIN(A2).....	185
9.3	EMISOR VICTOR RAÚL(A3).....	186
9.4	EMISOR LA JABONERA(A4).....	188
9.5	EMISOR LAS CANARIAS(A5).....	190
9.6	EMISOR CASCAJO(A6).....	192
<b>10</b>	<b>CANALES DE RIEGO.....</b>	<b>194</b>
<b>11</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DE AGUAS SERVIDAS.....</b>	<b>196</b>
<b>12</b>	<b>DISPOSICION FINAL.....</b>	<b>199</b>
<b>13</b>	<b>EVALUACIÓN DEL CUERPO RECEPTOR.....</b>	<b>199</b>
<b>CAPITULO V ESTUDIO DE LA CONTRIBUCIÓN DE AGUA RESIDUAL AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....</b>		<b>203</b>
<b>1</b>	<b>CONTRIBUCION DE AGUA RESIDUAL.....</b>	<b>204</b>

1.1	PROYECCIÓN DE COBERTURAS.....	204
1.2	PROYECCIONES DE LOS CAUDALES DE DESAGUE.....	204
<b>2</b>	<b>OFERTA.....</b>	<b>205</b>
2.1	CAPACIDAD.....	207
2.1.1	<i>Aforos.....</i>	207
2.1.2	<i>Cálculo de “n”.....</i>	208
2.1.3	<i>Cálculo del Caudal Actual.....</i>	210
2.1.4	<i>Cálculo del Caudal Óptimo.....</i>	211
2.1.5	<i>Máxima Capacidad.....</i>	212
2.2	SIMULACIÓN HIDRÁULICA.....	214
<b>3</b>	<b>PROYECTOS EN EJECUCIÓN.....</b>	<b>228</b>
3.1	RENOVACIÓN DE COLECTORES.....	229
3.2	AMPLIACIÓN DE COLECTORES.....	231
<b>CAPITULO VI OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....</b>		<b>232</b>
<b>1</b>	<b>GENERALIDADES.....</b>	<b>233</b>
<b>2</b>	<b>ORGANIZACIÓN.....</b>	<b>233</b>
<b>3</b>	<b>PERSONAL Y EQUIPOS.....</b>	<b>234</b>
3.1	PERSONAL.....	234
3.2	EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.....	235
<b>4</b>	<b>ACTIVIDADES RUTINARIAS.....</b>	<b>237</b>
4.1	CAPACITACIÓN.....	238
<b>CAPÍTULO VII CONCLUSIONES.....</b>		<b>242</b>
<b>CAPÍTULO VIII RECOMENDACIONES.....</b>		<b>256</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>		<b>273</b>



## **INTRODUCCION**

El Diagnóstico de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la ciudad de Chancay tiene como objetivo principal realizar la descripción y evaluación de cada uno de los componentes de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario, planteando las correcciones necesarias, afrontando a la vez los problemas ambientales que han sido descuidados.

El estudio ha sido dividido en dos partes como se detallan:

Parte I                      Diagnóstico del Sistema de Agua Potable

Parte II                     Diagnóstico del Sistema de Alcantarillado Sanitario

En la Parte I se presenta la descripción y evaluación de cada uno de los componentes del sistema de agua potable: fuente, tratamiento, almacenamiento y distribución; su operación y mantenimiento, así como las conclusiones y recomendaciones a las deficiencias encontradas.

En la Parte II se presenta la descripción y evaluación de los componentes del sistema de alcantarillado sanitario: conexiones domiciliarias, red de colectores, emisores, línea de impulsión y estación de bombeo y disposición final; la operación y mantenimiento del sistema así como las conclusiones y recomendaciones del análisis efectuado.

## PROLOGO

La ciudad de Chancay fue creada en la época de la Independencia. Tiene categoría de pueblo y está localizada en la costa central del Perú, en el distrito del mismo nombre, provincia de Huaral, departamento de Lima.

De acuerdo al marco legal actual de los Servicios de Saneamiento (Decreto Legislativo 908), la ciudad de Chancay es calificada como una pequeña ciudad cuyo servicio de Agua Potable y Saneamiento está organizado en una Empresa Municipal que no está reconocida por la SUNASS, pero que está inscrita en los registros públicos, siendo aceptada por la actividad empresarial del Estado y manteniéndose plenamente operativa.

Esta Empresa es de propiedad de la Municipalidad del Distrito, estando las acciones emitidas a nombre del municipio.

El presente estudio corresponde al Diagnóstico de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la ciudad de Chancay, realizado gracias al convenio firmado entre la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Chancay (EMAPA CHANCAY S.A.C.) y el Servicio Universitario Mundial del Canadá (SUM CANADA), cuyo objetivo principal es realizar la evaluación de los sistemas anteriormente mencionados, planteando las soluciones a los problemas encontrados.

El Convenio de apoyo técnico fue firmado el 02 de Noviembre del año 2000 por el Gerente General de la Empresa Ing. Adalberto Petrlik Kerla y el Director de SUM CANADA Sr. Theodore L. Swanson. Para llevar a cabo dicho estudio, EMAPA CHANCAY designa como personal contraparte al técnico Oswaldo Jara Pernia y a la Ing. Químico Lourdes Patricia Casas García y por parte de SUM CANADA son designados los ingenieros Elías Mogollón Escobar, Juana Miyahira Tokeshi y Diana Frost.

La culminación de dicho estudio ha sido posible gracias a la colaboración de la Gerencia General de la Empresa a través del Ing. Adalberto Petrlik Kerla y a las

diferentes áreas de la Empresa, en especial las áreas de Operaciones y Comercial, desde sus jefes hasta los operadores de campo.

Este documento aporta conclusiones y recomendaciones de carácter técnico para mejorar el servicio de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Chancay las cuales se reflejarán en las metas propuestas en la medida en que se lleven a cabo cada una de las mismas.

## GLOSARIO DE TERMINOS

### Lista de Abreviaturas

A.C.	Asbesto Cemento
ADT	Altura Dinámica Total
AA.HH.	Asentamiento Humano
A.P.	Agua Potable
ASOISEM	Asociación de Vivienda Señor de los Milagros
C	Coefficiente de Fricción de Hazen y Williams
C.Hume	Concreto Hume
CF	Coliformes Fecales
CT	Coliformes Totales
C.P.	Centro Poblado
C.R.	Concreto Reforzado
CSN	Concreto Simple Normalizado
DN	Diámetro Nominal
EMAPA CHANCAY	Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Chancay
EMAPA HUARAL	Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Huaral
ENVIROLAB	Environmental Laboratories
EPS	Empresa Prestadora de Servicios
F.F.	Fierro Fundido
GCI	Grifo Contra Incendio
$h_f$	Pérdida de carga
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INEI	Instituto Nacional de Estadística e Informática
INIA	Instituto Nacional de Investigación Agraria
INRENA	Instituto Nacional de Recursos Naturales
LMP	Límite máximo permisible
mca	Metros de columna de agua
m.s.n.m	Metros sobre el nivel del mar
N°	Número
N° IRHS	Número de Pozo en el inventario de Recursos Hídricos Subterráneos
N.D.	No detectable
PEA	Población Económicamente Activa
PVC	Policloruro de Vinilo
$Q_{md}$	Caudal máximo diario

$Q_{mh}$	Caudal máximo horario
$Q_{(ingreso)}$	Caudal de ingreso
$Q_p$	Caudal promedio
$Q_{bombeo}$	Caudal de bombeo
RNC	Reglamento Nacional de Construcciones
SUM CANADA	Servicio Universitario Mundial del Canadá
SUNASS	Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento
$t_o$	Tiempo de retención teórico
$t_p$	Tiempo de retención real

### Unidades

$^{\circ}\text{C}$	Grados Celsius
ha	Hectárea
hab	Habitante
hab/año	Habitante por año
hab/ha	Habitante por hectárea
$h_b$	Horas de bombeo
km	Kilómetro
L	Litro
L/hab/d	Litros por habitante por día
Lps	Litros por segundo
m	Metro
$m^2$	Metro cuadrado
$m^3$	Metro cúbico
min	Minuto
m/seg	Metros por segundo
$m^3/hr$	Metro cúbico por hora
$m^3/seg$	Metro cúbico por segundo
mg/L	Miligramos por litro
mm	Milímetro
NMP/100 ml	Número más probable por cada 100 mililitros
UNT	Unidades Nefelométricas de Turbidez
$\mu\text{S/cm}$	Micromohos por centímetro

## Símbolos

$\rho$	Densidad
$\phi$	Diámetro
$^{\circ}$	Grados
$\gamma$	Peso específico
%	Por ciento
‰	Por mil
"	Pulgada

**CAPÍTULO I    DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS  
COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUA  
POTABLE**

## **1 GENERALIDADES**

El sistema de agua potable de la ciudad de Chancay utiliza dos tipos de fuentes de agua, una superficial a través de la captación del canal de riego Chancay Bajo y la otra subterránea mediante galerías filtrantes, ambas provienen de la cuenca del río Chancay.

En el presente capítulo se realizará una descripción de las características geológicas, geofísicas y de calidad de las fuentes de agua, así como un análisis de su comportamiento histórico en base a la información existente en el Instituto Nacional de Recursos Naturales y a la información generada como parte del Diagnóstico.

El Servicio de Agua Potable está compuesto por dos sistemas, de producción y distribución.

El sistema de producción comprende el tratamiento de las aguas superficiales y la explotación de las aguas subterráneas, así como la conducción hasta las unidades de almacenamiento.

El sistema de distribución lo conforman los reservorios de almacenamiento, líneas de aducción, redes y conexiones domiciliarias.

## **FUENTES**

### **1.1 Agua Superficial**

El río Chancay se origina con el nombre del río Acos, en la confluencia de los ríos Pacaraos y Baños, en la localidad denominada Puente Tingo, aguas abajo de la población de Ravira y a una altura aproximada de 2.750 m.s.n.m.

Luego de discurrir en dirección Sur–Oeste alrededor de 88 km desemboca en el Océano Pacífico, presentando una pendiente media de 3,0 % en dicho recorrido. Cabe señalar que, después de la desembocadura del río Huataya, toma la



denominación de Chancay, a la que se le adiciona el nombre de Huaral para diferenciarlo del río Chancay del departamento de Lambayeque.

Recibe los aportes de varios afluentes entre los cuales cabe mencionar, por la margen derecha, los ríos Cárac y Huataya y las quebradas de Lumbrá y Huerequeque y por la margen izquierda, el río Añasmayo y la Quebrada Orcón.

El curso superior o cuenca de recepción está formado por las cuencas hidrográficas de los ríos Acos, Baños, Pacaraos, Carac y Huataya, los cuales nacen de una serie de pequeñas lagunas que se alimentan de los deshielos de la cordillera de los Andes.

El río Chancay-Huaral es la principal fuente de abastecimiento de agua para uso agrícola, y doméstico del cual mediante 15 tomas se capta el agua para conducirla a través de canales para regar los campos de cultivo. Dichas tomas se encuentran ubicadas entre la localidad de Santo Domingo y el litoral.

El análisis de las descargas del río Chancay-Huaral se ha realizado en base a la información disponible en la estación de aforos de Santo Domingo (según se muestra en el Cuadro N° 1.01) situada a 600 m.s.n.m. utilizando los datos de los registros limnimétricos, del periodo comprendido entre los años 1926 y 1999.

El Gráfico N° 1-1 muestra las descargas anuales más importantes del río Chancay-Huaral para el periodo considerado.

En base a la información que se cuenta de la estación de aforo de Santo Domingo se ha realizado el análisis de las descargas del río Chancay-Huaral para el periodo 1926 - 1999, dentro del cual se registró la mayor descarga en el año 1941 con  $220 \text{ m}^3/\text{seg}$  y la mínima en 1981 con  $1,12 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El volumen máximo fue en 1943 con una masa total  $839.030.396 \text{ m}^3$  y el volumen mínimo anual fue en 1928 con  $138.265.920 \text{ m}^3$ .

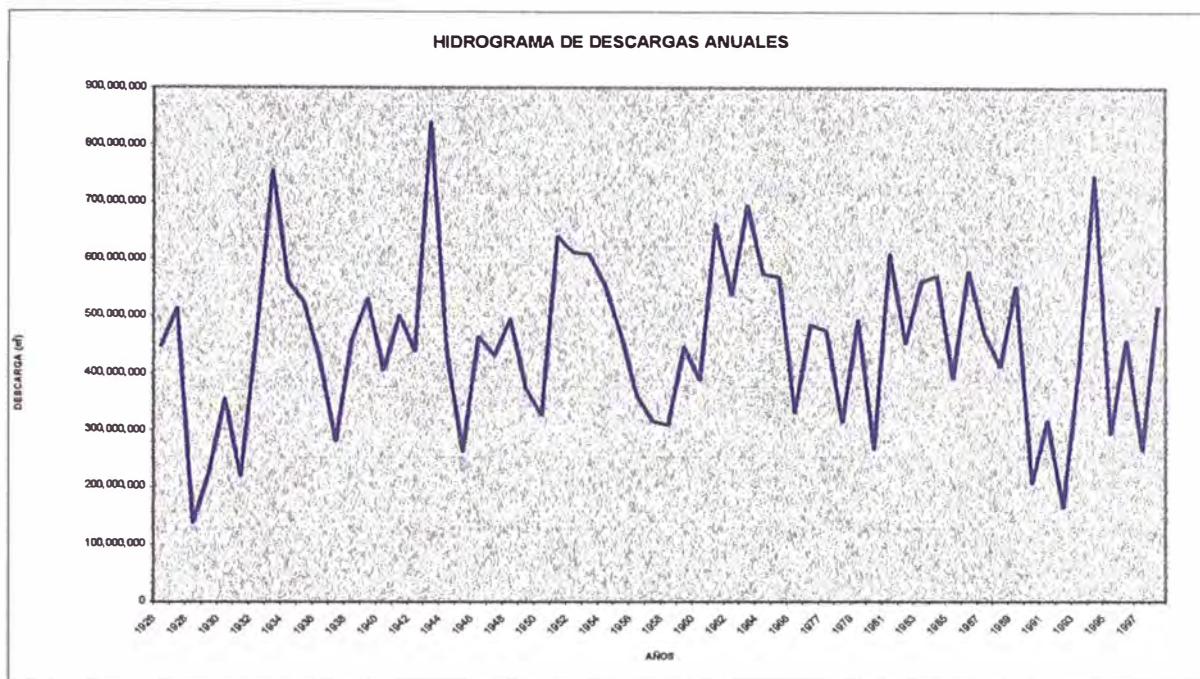
Los volúmenes de agua superficiales del valle, provienen de las descargas naturales de la cuenca hidrográfica, las descargas reguladas de 11 lagunas represadas en la cuenca alta, aportes de la cuenca del río Mantaro y las aguas de recuperación (drenaje de las áreas de cultivo).

Los límites exteriores del reservorio acuífero están constituidos por afloramientos de rocas intrusivas, representadas por granitos y dioritas y de rocas sedimentarias como las lutitas.

**Cuadro N°1.01: Descargas anuales del río Chancay-Huaral**

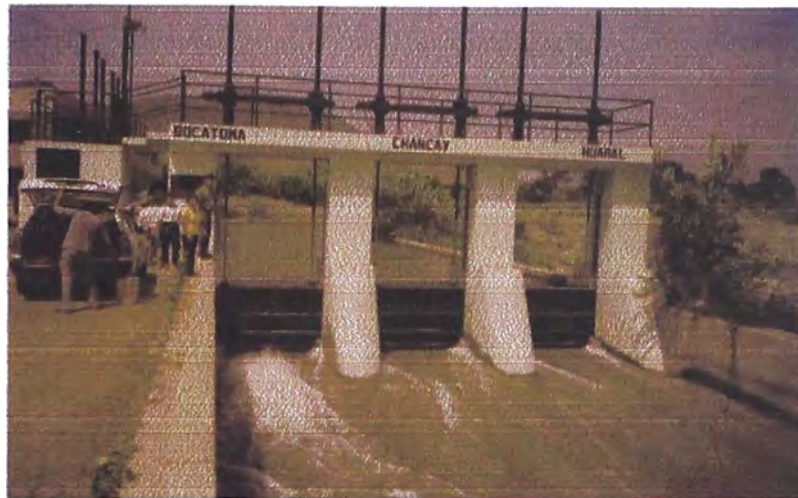
Años	Volumen Total Anual (m <sup>3</sup> )	Descarga Media (m <sup>3</sup> /seg)	Descarga Máxima (m <sup>3</sup> /seg)	Descarga Mínima (m <sup>3</sup> /seg)
1926	447.569.280	14,32	85,00	2,30
1927	514.296.000	16,46	112,00	2,20
1928	138.265.920	4,38	32,00	2,20
1929	224.772.465	7,10	59,00	2,00
1930	354.999.110	11,25	88,00	2,50
1931	219.772.224	6,97	60,00	2,00
1932	469.311.147	14,98	120,00	3,60
1933	754.027.746	24,24	140,00	3,20
1934	559.904.832	17,78	180,00	3,40
1935	523.371.456	16,58	115,00	4,10
1936	421.001.280	13,38	101,00	3,50
1937	280.774.408	8,92	43,00	2,30
1938	457.338.240	14,50	60,00	4,60
1939	529.313.673	16,78	130,00	4,59
1940	405.313.632	12,65	72,00	5,22
1941	500.229.720	15,88	220,00	3,20
1942	438.584.456	13,91	82,00	3,60
1943	839.030.396	26,61	176,97	4,61
1944	437.002.642	13,90	82,08	3,61
1945	263.022.335	8,34	27,50	2,30
1946	463.518.028	14,70	60,00	2,90
1947	430.216.060	13,64	68,00	2,09
1948	493.600.087	15,61	65,00	3,91
1949	371.660.913	11,79	71,17	2,69
1950	326.776.807	10,42	29,00	3,06
1951	638.900.693	20,26	120,56	2,68
1952	610.441.388	19,30	100,46	3,00
1953	607.694.854	18,27	141,40	3,02
1954	552.861.758	17,53	164,50	4,11
1955	468.011.515	14,64	206,00	4,05
1956	360.652.538	11,41	40,00	3,15
1957	314.755.631	9,98	87,24	3,33
1958	309.075.092	9,87	60,35	3,04
1959	444.970.455	14,11	88,02	3,38
1960	387.792.922	12,26	67,09	3,78
1961	690.629.869	20,95	101,45	4,28
1962	537.345.619	17,04	115,99	4,22
1963	692.887.650	21,97	123,14	4,64
1964	572.797.958	18,11	97,96	5,01
1965	567.490.927	18,00	180,21	4,33
1966	330.758.294	10,49	81,00	2,96
1978	483.433.263	15,40	125,43	4,14
1977	473.475.441	15,26	115,51	3,61
1978	314.019.711	10,11	64,65	3,94
1979	492.301.161	12,11	90,05	2,91
1980	266.899.420	9,47	76,25	2,82
1981	607.253.348	19,47	142,53	1,12
1982	452.434.193	14,60	78,69	4,80
1983	559.243.735	18,05	120,00	4,06
1984	569.497.802	17,79	116,62	4,30
1985	391.266.202	12,42	73,20	3,90
1986	577.605.738	18,67	70,00	4,90
1987	468.747.994	15,13	80,00	4,90
1988	411.506.957	13,22	52,00	3,78
1989	550.594.465	18,34	110,88	3,13
1990	207.176.603	7,12	29,40	2,63
1991	315.311.003	10,04	72,50	3,50
1992	164.494.541	5,19	28,50	2,17
1993	409.038.158	13,28	78,32	2,80
1994	744.611.128	16,47	65,94	3,70
1995	294.499.094	9,87	45,00	3,17
1996	456.425.779	16,22	125,38	3,49
1997	264.794.956	11,24	91,82	2,79
1999	515.969.827	16,61	109,00	3,29

FUENTE: INRENA

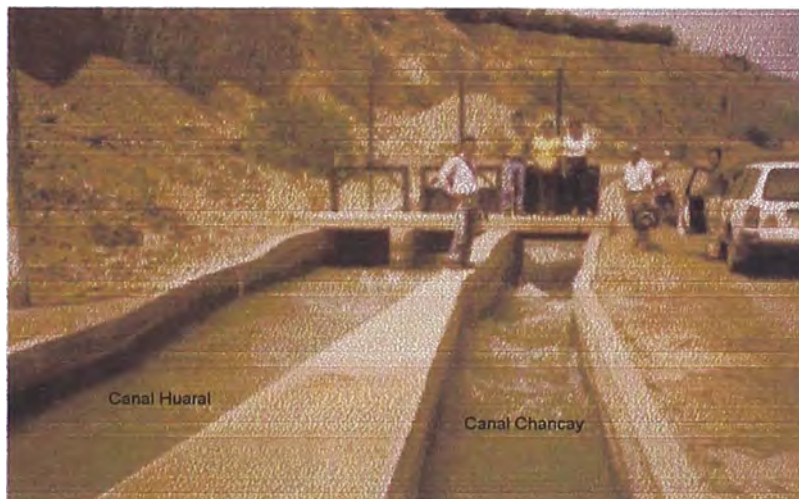
**Gráfico N° 1-1: Hidrograma de descargas Río Chancay-Huaral**

Si bien es cierto que la fuente utilizada para la planta de tratamiento de agua potable ubicada en la localidad de Quepepampa es el agua del río Chancay-Huaral, ésta no se capta directamente, sino a través del canal lateral Chancay Bajo.

La bocatoma está ubicada en la zona denominada Jesús del Valle a la altura de la localidad de Caqui y se capta en promedio  $6 \text{ m}^3/\text{seg}$  a través del Canal Huaral, que es de sección trapezoidal y revestido con concreto; de este canal principal se dividen dos canales laterales denominados Canal Chancay Alto y Bajo que son usadas en gran parte para el riego de las áreas agrícolas de todo el valle de Chancay.



Bocatoma del Canal Chancay - Huaral



Punto de inicio del Canal Chancay

El Canal Chancay Bajo se encuentra bajo la administración de la Junta de Usuarios de Riego Chancay - Huaral, que son los encargados de darle mantenimiento. De acuerdo a la información obtenida el caudal que transporta dicho canal varía entre 0,5 y 2,4 m<sup>3</sup>/seg.

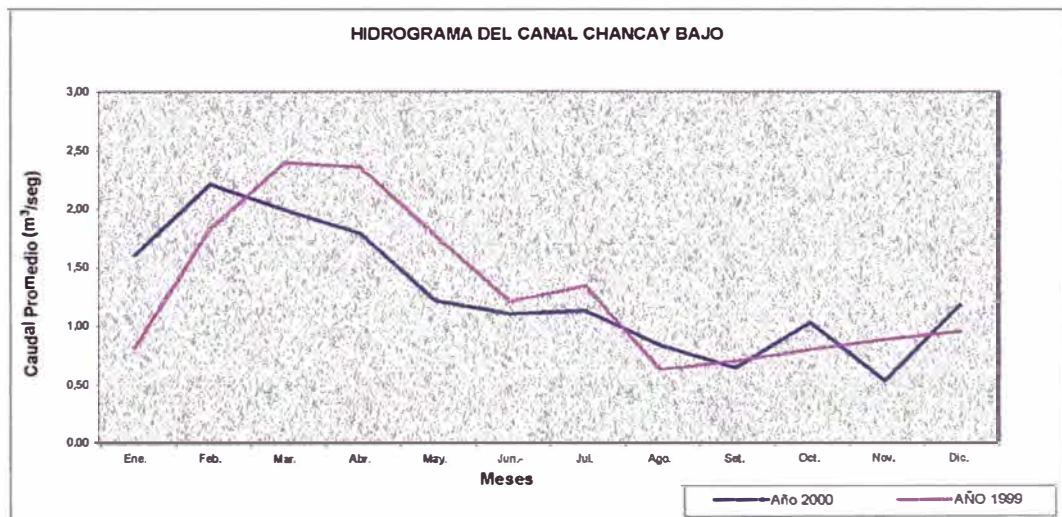
El caudal que se capta actualmente para consumo humano es de 26,53 Lps y no existe información acerca de un caudal mayor comprometido para abastecimiento de agua potable.



Vista del Canal Chancay Bajo sin revestimiento

Las máximas avenidas se presentan entre los meses de febrero y marzo según se muestran en el Gráfico N° 1-2.

Gráfico N° 1-2: Hidrograma Canal Chancay Bajo



## **1.2 Agua Subterránea**

Los depósitos aluviales que rellenan el valle formando el reservorio subterráneo y las aguas que circulan a través de éste, constituyen el acuífero del valle del río Chancay – Huaral, cuya fuente principal de alimentación proviene de las infiltraciones en el lecho del río y canales no revestidos, que atraviesan el valle. En la Lámina N° 1 se muestran los límites del acuífero en el valle Chancay-Huaral.

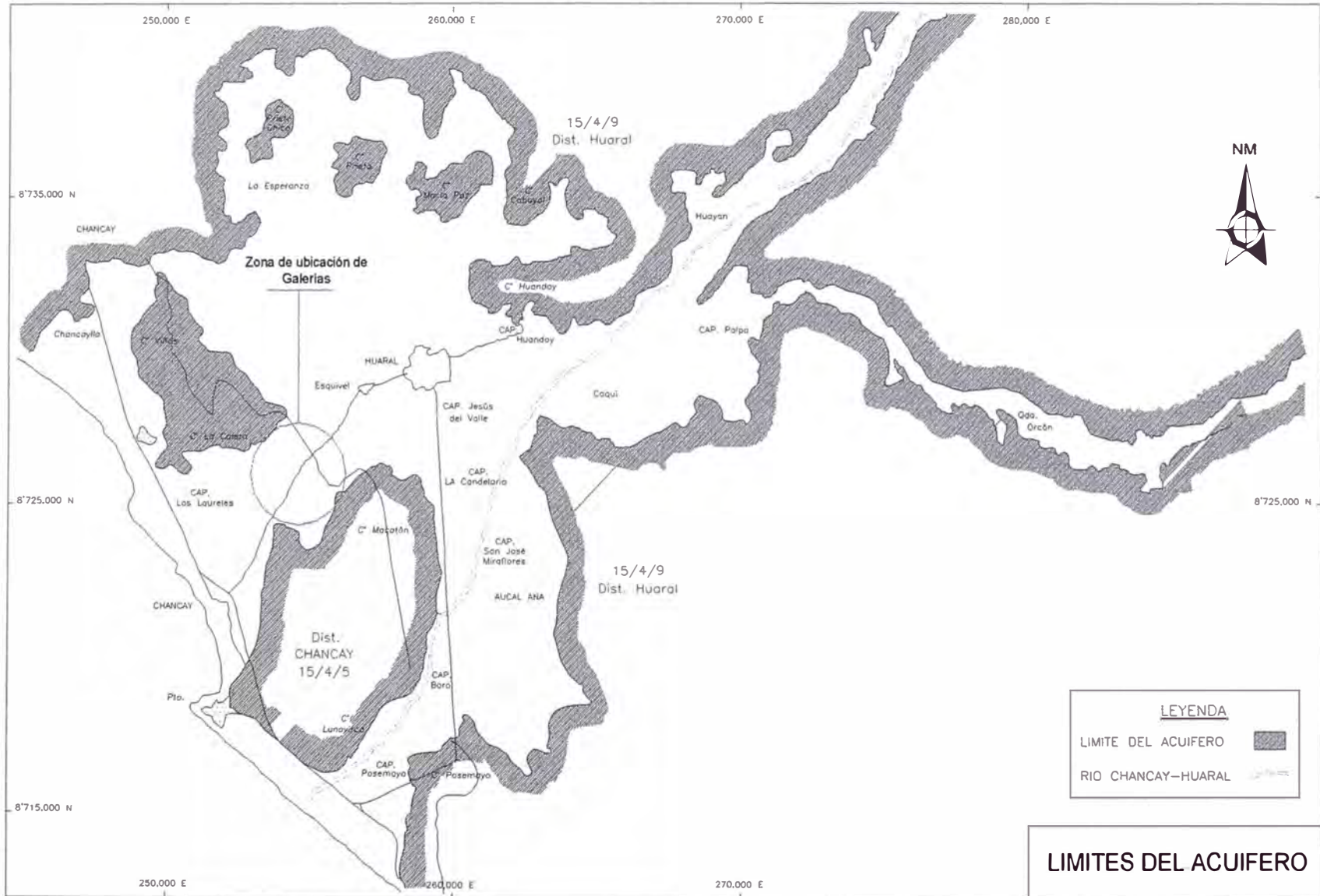
La información que se describe a continuación ha sido obtenida del documento “Diagnóstico de la explotación e infraestructura de las aguas subterráneas en el Valle Chancay – Huaral” que se encuentra en el Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA).

### **1.2.1 Litología y Características del Reservorio Acuífero**

El reservorio acuífero está constituido predominantemente por material aluvial cuaternario reciente, diferenciándose de acuerdo a los procesos y factores que intervinieron en su formación, en depósitos eólicos, marinos, fluviales y alternos (de origen fluvial y eólico).

Los depósitos fluviales se encuentran en la planicie aluvial y en los cauces del río Chancay y de la quebrada Orcón (Quebrada Pisquillo).

Lámina Nº 1: Límites del Acuífero



LIMITES DEL ACUIFERO



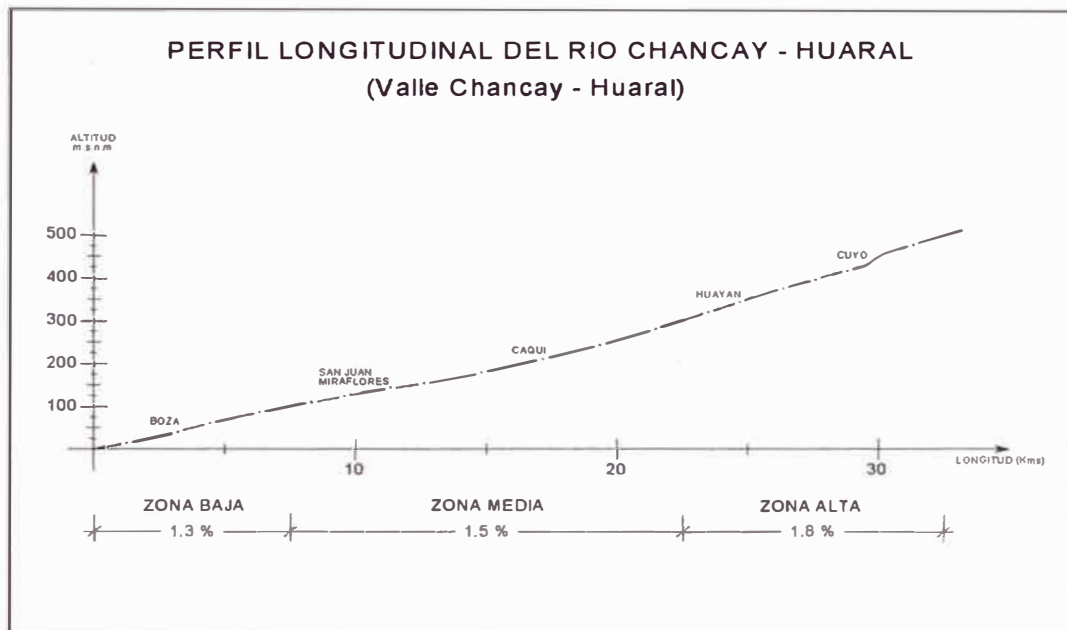
La planicie aluvial constituye la forma más representativa de los depósitos de relleno de todo el sistema hidrográfico del río Chancay. Litológicamente estos depósitos están formados por arcillas, arenas, gravas, cantos rodados; derivados de rocas ígneas, particularmente de las diopitas, que afloran en sus inmediaciones. Cabe destacar que en esta formación la unidad fisiográfica más extensa lo constituyen las terrazas, que muestran los diversos niveles del valle.

#### 1.2.1.1 Litología del Valle Chancay-Huaral

La información con la que se cuenta ha dividido el área del valle del río Chancay – Huaral en tres zonas: baja, media y alta; cuyas pendientes son de 1,3%; 1,5 % y 1,8% respectivamente.

La zona baja se encuentra comprendida entre las cotas 0-100 m.s.n.m, la media entre 100- 300 y la alta entre 300-500 m.s.n.m, según se muestra en el Gráfico N° 1-3.

**Gráfico N° 1-3: Perfil longitudinal del río Chancay-Huaral**



Debido a que la ubicación de las galerías filtrantes se encuentran entre las cotas 100 y 115 m.s.n.m, se hará una descripción de las zonas baja y media.

## ZONA BAJA

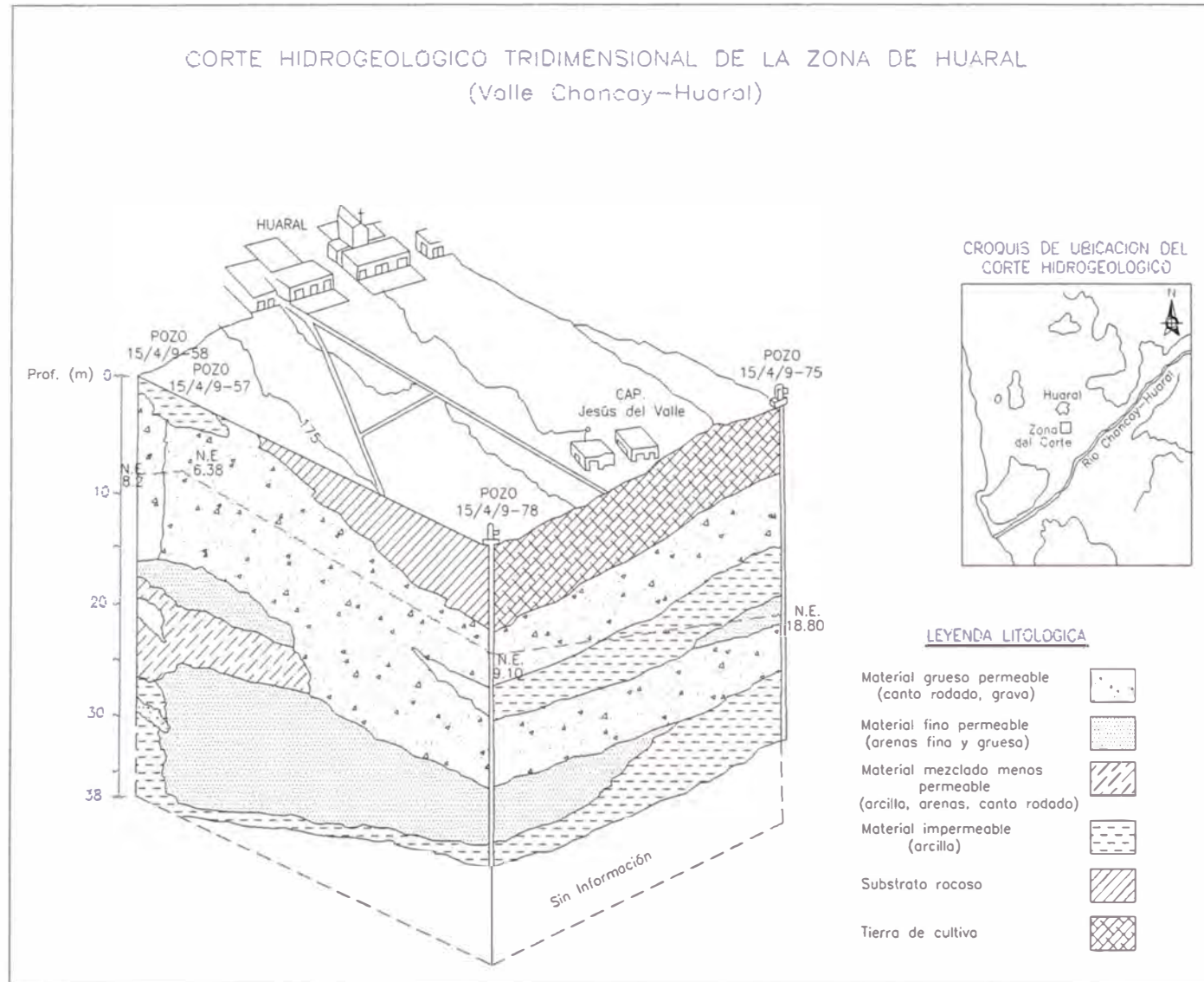
### ➤ Margen derecha del río

Es un perfil que se encuentra ubicado en forma casi paralela al litoral marino, en la localidad de Chancay. Los pozos se hallan situados cercanamente entre sí. Los materiales que predominan son los gruesos y finos permeables, con algunos horizontes de materiales mezclados menos permeables.

En el área comprendida entre la localidad de Huaral y Jesús del Valle, los pozos de prueba registrados en el inventario de Recursos Hídricos Subterráneos se encuentran distribuidos en forma longitudinal y transversal al río. Los pozos N° IRHS 15/4/9-58, 15/4/9-57, 15/4/9-78 y 15/4/9-75, se encuentran muy cercanos, motivo que ha llevado a establecer un corte hidrogeológico tridimensional de un sector de la zona de Huaral (como se muestra en la Lámina N° 2). Este corte nos permite observar la geometría y distribución del material poroso en profundidad, así como la calidad y potencia del relleno aluvial.

A través de esta figura se observa la correlación de calidad de materiales entre los pozos N° IRHS 15/4/9-57, 15/4/9-78 y 15/4/9-75, que se sitúan en la terraza aluvial más antigua; existiendo, en la parte superior, una buena profundidad de tierra de cultivo y una predominancia de materiales gruesos y finos permeables, con la presencia de dos grandes mantos de material arcilloso impermeable, que ocasionarían un artesianismo localizado y de extensión limitada. Los materiales gruesos alcanzan un espesor máximo de 17 m y los finos permeables de 13 m, aproximadamente. Hacia el pozo N° IRHS 15/4/9-58 el relleno presenta estratos entremezclados de espesores variables de gravas, cantos rodados, arenas y arcilla.

Lámina Nº 2: Corte Hidrogeológico del Valle Chancay-Huaral



## ZONA MEDIA

### ➤ Margen derecha del río

A continuación se describen los cuatro perfiles de las zonas La Esperanza, La Candelaria, una en forma paralela al cauce del río y en la localidad Unión Torre Blanca.

Perfil situado en la parte norte del valle sector "La Esperanza". Los materiales varían de menos permeables a permeables, notándose que a medida que avanza hacia el norte aumentan, en profundidad, los horizontes de material fino permeable.

Perfil situado en posición transversal al valle abarcando una longitud de 6.2 km comprendiendo las localidades de Huaral y "La Candelaria". Este perfil ha sido construido en base a la litología de 7 pozos que ha permitido explorar profundidades comprendidas entre 18 y 50 m encontrándose una diversidad de materiales que varían de menos permeables a permeables, con intercalación de lentes arcillosos; además es necesario relevar, para éste perfil, la mayor uniformidad de los materiales hacia la parte norte del perfil.

Perfil situado en forma paralela al cauce del río y a la altura de las localidades de Huaral y "La Candelaria". Aquí se muestra que los materiales que se presentan en este sector, son intercalaciones de horizontes de material grueso permeable y de material arcilloso impermeable de espesores variables, teniendo una parte superior, a través del perfil, una profundidad apreciable de tierra de cultivo.

Perfil situado aproximadamente en una posición intermedia de las zonas baja y media, ubicado cerca al cerro Macatón y cercanamente a la localidad de "Unión Torre Blanca". Los materiales de éste sector varían de mezclado menos permeable a impermeables arcilloso, con intercalaciones de materiales finos y gruesos permeables. Esta situación se presenta a medida que los pozos, de este sector, se dirigen hacia el cerro Macatón.

➤ **Margen izquierda del río**

Perfil comprendido entre las localidades Boza y San José - Miraflores. Presenta también una posición que está comprendida entre las zonas baja y media, y se halla ubicada en la margen izquierda del río, en la dirección Sur-Este del valle. En la parte superior del perfil, predominan los materiales finos permeables; luego se suceden una intercalación de horizontes arcillosos, de materiales mezclados menos permeables y gruesos permeables.

Perfil comprendido en la localidad de Aucallama. En este sector predominan los materiales mezclados menos permeables y a medida que los pozos ganan en altura se nota la presencia de materiales finos permeables.

#### 1.2.1.2 Características Geofísicas del Relleno Aluvial

La prospección geofísica consiste en efectuar medidas desde la superficie del terreno, para obtener información acerca de las propiedades físicas de los materiales que constituyen el interior del acuífero. En nuestros días, a través del uso de esta herramienta, podemos resolver mediante su aplicación algunos problemas hidrogeológicos.

Dentro de los tipos de prospección geográfica el más usado es el eléctrico, que está basado en el estudio de la circulación de la corriente a través de los materiales que constituyen el subsuelo, y dentro de éste método por resistividad eléctrica es el de uso más frecuente en hidrogeología. La resistividad en las rocas es, en general, elevado y sus valores están en función del agua de la que está embebida y de la composición de dicha agua y por consiguiente de la naturaleza litológica de la roca.

En la zona de estudio, es decir, el valle de Chancay-Huaral en el área que abarca "La Candelaria" existe información acerca de los trabajos de prospección geoeléctrica, basado en el método eléctrico de resistividad, lo cual tuvo como objetivo definir la geometría y las características cualitativas del relleno aluvial.

De ese trabajo realizado se ha podido investigar las resistividades de las capas que se encuentran entre 30 y 40 m de profundidad. En el área mencionada la resistividad promedio es de 35 – 45 ohm-m, lo cual nos indica una permeabilidad aceptable, ya que la resistividad tiene una relación directa con la permeabilidad. Los valores de resistencia transversales del aluvión oscilan entre los 2.000 y 6.000 ohm-m<sup>2</sup>. El espesor del relleno aluvional varía entre 90-210 m.

### 1.2.2 Napa Subterránea

Los resultados obtenidos de las perforaciones exploratorias indican que la napa acuífera aprovechable dentro del área de estudio es predominantemente libre y superficial, sin embargo no se descarta artesianismo localizado que se originan con la presencia de lentes de arcilla o de estratos de muy baja conductividad hidráulica y de extensión limitada.

Los valores de los parámetros hidrogeológicos establecidos a partir de los bombeos de prueba para los sectores estudiados, evidencian la presencia de materiales acuíferos con permeabilidades que varían entre aceptables y buenas.

La configuración de la superficie freática sigue la tendencia de la topografía del terreno. La mayor profundidad encontrada es de 33 m en el sector de San José-Miraflores para el nivel del agua con respecto a la superficie del terreno. En la parte baja del valle, la napa, generalmente se halla cerca de la superficie y en algunos casos aflora, tal es el caso de los alrededores del Cerro Macatón.

Los mayores volúmenes de alimentación de la napa provienen de las infiltraciones del valle Chancay-Huaral, así como también de los aportes de agua provenientes de los canales de conducción y distribución y excedentes de riego.

La explotación de las aguas subterráneas en el valle Chancay-Huaral permite cubrir, parcialmente, las demandas de agua de los sectores industrial,

doméstico, pecuario y agrícola. Durante la época de estiaje del río, su participación en el sector agrícola es de suma importancia.

### **1.3 Calidad de Fuentes**

Las fuentes de agua utilizadas para consumo humano deben encontrarse dentro de la clasificación de usos I ó II, que se estipula en el Capítulo IV, artículo 81º de la Ley General de Aguas:

- Uso I, Aguas de Abastecimiento Doméstico con simple desinfección
- Uso II, Aguas de Abastecimiento Doméstico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulación, sedimentación y cloración, aprobados por el Ministerio de Salud.

#### **1.3.1 Superficial**

##### **1.3.1.1 Resultados de los análisis realizados por EMAPA CHANCAY**

Debido a que la empresa no cuenta con un laboratorio implementado para el control de calidad, no se tiene información de los parámetros físico-químicos necesarios, sólo se tienen datos de la turbiedad del agua cruda a partir del mes de febrero del 2000 hasta la fecha, labor que se realiza como mínimo 5 veces al día.

En el Cuadro N° 1.02 se muestran los valores de turbiedad máximos, promedios y mínimos por cada mes correspondiente al año 2000, tomados en la caja de ingreso a la planta con un turbidímetro portátil adquirido por la empresa.

**Cuadro N° 1.02: Variaciones de turbiedad**

Mes	Turbiedad de Agua cruda (UNT)		
	Mínimo	Promedio	Máximo
Febrero	101,00	469,24	1.756,00
Marzo	100,00	310,57	1.440,00
Abril	33,30	105,58	459,00
Mayo	10,90	66,01	207,00
Junio	9,60	55,92	262,00
Julio	8,50	113,96	744,00
Agosto	25,60	137,42	432,00
Setiembre	21,40	133,38	846,00
Octubre	34,00	157,53	650,00
Noviembre	18,70	80,87	427,00
Diciembre	12,00	152,00	894,00

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En cuanto a los resultados bacteriológicos se cuenta con información correspondiente al año 2000, de los análisis que se realizaron en el laboratorio de Emapa Huaral. Se puede observar en el Cuadro N° 1.03 que los resultados son muy variables y en algunos casos sobrepasan los límites permisibles estipulados en la Ley General de Aguas correspondiente al Uso II, que para el caso de Coliformes totales y fecales son 20 000 y 4 000 NMP/100 ml respectivamente. Esto se debe a las descargas domésticas y sobrantes del riego de áreas agrícolas que recibe el canal Chancay Bajo.

**Cuadro N° 1.03: Calidad bacteriológica**

Mes	Coliformes (NMP/100ml)	
	Totales	Fecales
Enero	4.160	360
Febrero	8.320	6.240
Marzo	2.080	1.456
Abril	2.640	1.180
Mayo	2.360	1.318
Junio	1.144	728
Julio	17.600	2.800
Agosto	41.600	9.200
Setiembre	12.800	9.300
Octubre	7.500	3.100
Noviembre	-	-
Diciembre	4.900	3.300

FUENTE: EMAPA CHANCAY



### 1.3.1.2 Resultados de los análisis de laboratorio realizados para el Diagnóstico

Como parte del presente diagnóstico se realizaron los análisis de las fuentes de abastecimiento de agua de la ciudad de Chancay, estos fueron llevados a cabo en el Laboratorio ENVIROLAB–PERU S.A.C., en el mes de diciembre del 2000. Los análisis realizados fueron Físico-Químicos (Turbiedad, pH, Conductividad, Alcalinidad, Dureza, Cloruros, Sulfatos, Acidez, Nitratos y Sólidos totales) incluido metales (Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Fierro, Manganeso, Cobre, Cadmio, Arsénico y Aluminio), Bacteriológicos (Coliformes totales y fecales) y Pesticidas (Fosforados y Clorados).

La muestra fue tomada en el canal Chancay Bajo a la altura de la toma, los resultados de los análisis se muestran en el Cuadro N° 1.04

**Cuadro N° 1.04: Resultados de análisis Canal Chancay Bajo**

Tipo de análisis	Parámetro	Unidad	Resultados	LMP
Físico – Químico	Turbiedad	UNT	71,8	-
	pH		8,03	6,5 – 8,5 (*)
	Conductividad	μS/cm	398	1.500 (*)
	Alcalinidad total	mg/L	132	120 (*)
	Dureza total	mg/L	204	500 (*)
	Cloruros	mg/L	11	250 (*)
	Sulfatos	mg/L	58,4	250 (*)
	Acidez	mg/L	N.D.	-
	N-Nitratos	mg/L	1,09	50 (*)
	Sólidos totales	mg/L	432	1.000 (*)
Metales	Calcio	mg/L	74,84	75 (**)
	Magnesio	mg/L	10,92	150 (**)
	Sodio	mg/L	16,97	200 (*)
	Potasio	mg/L	1,45	-
	Fierro	mg/L	2,326	0,30 (**)
	Manganeso	mg/L	0,095	0,10 (**)
	Cobre	mg/L	N.D.	1 (**)
	Cadmio	mg/L	N.D.	0,001 (**)
	Arsénico	mg/L	0,007	0,1 (**)
	Aluminio	mg/L	2,39	0,2 (*)
Bacteriológico	Coliformes totales	NMP/100ml	50 x 10 <sup>3</sup>	20.000 (**)

	Coliformes fecales	NMP/100ml	80 x 10 <sup>2</sup>	4.000 (**)
Pesticidas	Fosforados	pg	N.D.	-
	Clorados	pg	N.D.	-

FUENTE: ENVIROLAB-PERU S.A.C.

(\*) Límites máximos permisibles para agua de consumo recomendados por la SUNASS

(\*\*) Valores límites según Ley General de Aguas para Uso II

N.D. : No detectable

Los valores que se muestran (\*) son los límites máximos para agua de consumo humano recomendados por la SUNASS que han sido considerados para efectos de comparación ya que la Ley General de Aguas - Uso II no los establece. Estos límites están basados en los valores guías recomendados por la Organización Mundial de la Salud y en la Norma Nacional "Reglamento de Requisitos Oficiales físicos, químicos y bacteriológicos que deben reunir las aguas de bebida para ser consideradas potables" aprobado por Resolución Suprema del 17 de Diciembre de 1946.

A continuación se presenta la interpretación de los resultados de análisis efectuados al Canal Chancay Bajo.

En lo que se refiere a los parámetros físico-químicos, todos los valores se encuentran dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo. En cuanto a la Turbiedad presente, esta será removida posteriormente en la planta de tratamiento.

Respecto al análisis de metales, se puede observar que los resultados de Fierro y Aluminio son elevados pero posteriormente son removidos ya que a la salida de la planta estos valores son bastante bajos y se encuentran dentro de los límites recomendados para agua de consumo.

En el caso de los indicadores bacteriológicos; Coliformes totales y fecales, los valores sobrepasan los límites establecidos por la Ley General de Aguas correspondiente al USO II.

Esto se debe a que el canal Chancay Bajo recibe los sobrantes del riego de áreas agrícolas y en algunos casos las descargas domésticas, lo que ocasiona que estas aguas tengan una elevada y a la vez variada contaminación bacteriológica. Sin embargo, actualmente no representa un grave problema porque la desinfección se está logrando al 100% aplicando cloro en el proceso final de la planta de tratamiento.

### 1.3.2 Subterránea

#### 1.3.2.1 Resultados de los análisis realizados por EMAPA CHANCAY

Los análisis Físico-Químicos son realizados semestralmente en los laboratorios de EMAPA HUARAL, los parámetros analizados se muestran en el Cuadro N° 1.05, correspondientes al año 2000 de las tres galerías existentes: Quepepampa, Cerro La Culebra y Molino Hospital.

Todos los parámetros se encuentran dentro de los límites permisibles para agua de consumo humano, caracterizándose por ser aguas muy duras (> 300 mg/L CaCO<sub>3</sub>) debido a su origen subterráneo. No ocasiona ningún daño a la salud ni alteran la calidad organoléptica del agua; pero puede ocasionar problemas de incrustaciones en las tuberías.

**Cuadro N° 1.05: Parámetros Físico-Químicos realizados por EMAPA CHANCAY**

Muestreo	Turbidez (UNT)	pH	Conduct. $\mu$ S/cm	Cloruros (mg/L)	Sulfatos (mg/L)	Dureza (mg/L)	Nitratos (mg/L)
<b>Semestre I</b>							
Gal. Quepepampa	0,54	7,41	820	35,5	324,5	395,59	0,0
Gal. Cerro La Culebra	0,48	7,44	780	35,5	195	426,02	12,4
Gal. Molino Hospital	1,53	7,75	1320	230,7	241	494,04	0,0
<b>Semestre II</b>							
Gal. Quepepampa	3,6	7,94	574,00	20,0	150,4	268,00	0,95
Gal. Cerro La Culebra	2,3	7,51	760,00	30,0	137,1	364	6,62
Gal. Molino Hospital	2,00	7,78	1 224	176,0	218,3	476	8,52

FUENTE: EMAPA CHANCAY

De los parámetros bacteriológicos (Coliformes totales y fecales) sólo se cuenta con información correspondiente al primer semestre del año 2000 puesto que, para el segundo semestre la empresa consideró los resultados emitidos por el laboratorio ENVIROLAB, los cuales fueron realizados como parte del Diagnóstico.

**Cuadro N° 1.06: Calidad bacteriológica**

Muestra	Coliformes (NMP/100ml)	
	Totales	Fecales
Gal. Quepepampa	1	1
Gal. Cerro La Culebra	624	356
Gal. Molino Hospital	106	0

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En los resultados que se muestran en el Cuadro N° 1.06 se puede observar que las galerías Cerro La Culebra y Molino Hospital presentan contaminación con valores por encima de los límites establecidos en la Ley General de Aguas para Uso I (8,8 y 0 NMP/100 ml para Coliformes totales y fecales respectivamente), resultados que han sido verificados en los análisis realizados en el laboratorio ENVIROLAB.

#### 1.3.2.2 Resultados de los análisis de laboratorio realizados para el Diagnóstico

Los análisis realizados fueron Físico-Químicos (Turbiedad, pH, Conductividad, Alcalinidad, Dureza, Cloruros, Sulfatos, Acidez, Nitratos y Sólidos totales) y Bacteriológicos (Coliformes totales y fecales).

A continuación se presentan los resultados (Cuadros N° 1.07; 1.08 y 1.09) y la interpretación de los análisis efectuados a las galerías Quepepampa, Cerro La Culebra y Molino Hospital.

## a) Resultados de análisis de laboratorio Galería Quepepampa

Cuadro N° 1.07: Resultados de análisis Galería Quepepampa

Tipo de análisis	Parámetro	Unidad	Resultado	LMP
Físico - Químico	Turbiedad	UNT	3,6	5 (*)
	PH		7,94	6,5 – 8,5 (*)
	Conductividad	μS/cm	574	1.500 (*)
	Alcalinidad total	mg/L	142	120 (*)
	Dureza total	mg/L	268	500 (*)
	Cloruros	mg/L	20	250 (*)
	Sulfatos	mg/L	150,4	250 (*)
	Acidez	mg/L	N.D.	
	N-Nitratos	mg/L	0,95	50 (*)
	Sólidos totales	mg/L	436	1.000 (*)
Bacteriológico	Coliformes totales	NMP/100ml	< 2	8,8 (**)
	Coliformes fecales	NMP/100ml	< 2	0 (**)

FUENTE: ENVIROLAB-PERU S.A.C.

(\*) Límites máximos permisibles para agua de consumo recomendados por la SUNASS

(\*\*) Valores límites según Ley General de Aguas para Uso I

Agua con un pH de 7,94, valor óptimo que se encuentra dentro del rango recomendable para agua de bebida.

El valor de 268 mg/L CaCO<sub>3</sub> corresponde a un agua dura, la cual produce incrustaciones pero es bastante inferior al valor máximo recomendable para agua de consumo humano.

La Alcalinidad de 142 mg/L, excede ligeramente el valor máximo recomendable para agua potable.

Los valores de Coliformes totales y fecales menores a 2 NMP/100ml indican la ausencia de contaminación bacteriológica según el método de Tubos múltiples empleado en el laboratorio.

Como se puede apreciar, el agua de esta galería cuenta con una buena calidad ya que no presenta contaminación.

En general el agua es de muy buena calidad, apropiada para el consumo humano estando todos los parámetros físico-químicos y bacteriológicos dentro de los límites permisibles excepto el parámetro de Alcalinidad total el cual

sobrepasa ligeramente el valor recomendado, pero sin afectar la calidad estética y organoléptica del agua.

b) Resultados de análisis de laboratorio Galería Cerro La Culebra

**Cuadro N°1.08: Resultados de análisis Galería Cerro La Culebra**

Tipo de análisis	Parámetro	Unidad	Resultado	LMP
Físico – Químico	Turbiedad	UNT	2,3	5 (*)
	pH		7,51	6,5 – 8,5 (*)
	Conductividad	μS/cm	760	1.500 (*)
	Alcalinidad total	mg/L	214	120 (*)
	Dureza total	mg/L	364	500 (*)
	Cloruros	mg/L	30	250 (*)
	Sulfatos	mg/L	137,1	250 (*)
	Acidez	mg/L	N.D.	
	N-Nitratos	mg/L	6,62	50 (*)
	Sólidos totales	mg/L	606	1.000 (*)
Bacteriológico	Coliformes totales	NMP/100ml	23	8,8 (**)
	Coliformes fecales	NMP/100ml	23	0 (**)

FUENTE: ENVIROLAB-PERU S.A.C.

(\*) Límites máximos permisibles para agua de consumo recomendados por la SUNASS

(\*\*) Valores límites según Ley General de Aguas para Uso I

Esta fuente cuenta con un pH óptimo de 7,51 encontrándose dentro del rango permisible para agua de bebida.

Es un agua altamente mineralizada ya que su Conductividad es de 760 μS/cm.

El valor de Dureza total de 364 mg/L corresponde a un agua muy dura, la cual produce incrustaciones pero se encuentra dentro del rango recomendado.

La Alcalinidad sobrepasa el límite permisible lo que indica un exceso de carbonatos y bicarbonatos.

Desde el punto de vista bacteriológico, la fuente presenta contaminación tanto en Coliformes totales como fecales, ésta contaminación posiblemente tiene relación con la poca profundidad de enterramiento de las tuberías de captación y debido que a 10 m de distancia de las tuberías de captación y cámara de inspección de la galería se encuentra ubicado un pozo sin tapa, con presencia de agua sucia y basura.

Posteriormente, éstas aguas son desinfectadas en el reservorio de almacenamiento R-2 ubicado en Los Tilos eliminando totalmente la contaminación.

C) Resultados de análisis de laboratorio Galería Molino Hospital

**Cuadro N° 1.09: Resultados de análisis Galería Molino Hospital**

Tipo de análisis	Parámetro	Unidad	Resultado	LMP
Físico – Químico	Turbiedad	UNT	2,0	5 (*)
	pH		7,78	6,5 – 8,5 (*)
	Conductividad	μS/cm	1.224	1.500 (*)
	Alcalinidad total	mg/L	166	120 (*)
	Dureza total	mg/L	476	500 (*)
	Cloruros	mg/L	177	250 (*)
	Sulfatos	mg/L	218,3	250 (*)
	Acidez	mg/L	N.D.	
	N-Nitratos	mg/L	8,52	50 (*)
	Sólidos totales	mg/L	914	1.000 (*)
Bacteriológico	Coliformes totales	NMP/100ml	23	8,8 (**)
	Coliformes fecales	NMP/100ml	8	0 (**)

FUENTE: ENVIROLAB-PERU S.A.C.

(\*) Límites máximos permisibles para agua de consumo recomendados por la SUNASS

(\*\*) Valores límites según Ley General de Aguas para Uso I

Esta fuente cuenta con un pH óptimo de 7,78 encontrándose dentro del rango permisible para agua de bebida.

Es un agua con alto contenido de minerales cuya Conductividad es 1.224 μS/cm, elevando estas sales inorgánicas el contenido de Sólidos totales en 914 mg/L y la concentración de Cloruros en 177 mg/L lo que podría afectar la calidad organoléptica del agua porque estos valores se acercan al límite permisible.

Como en las demás fuentes, la Alcalinidad de 166 mg/L sobrepasa el límite permisible indicando un exceso de carbonatos y bicarbonatos.

El valor de Dureza total de 476 mg/L indica que las aguas de esta fuente son sumamente duras, el cual se encuentra muy próximo al límite máximo permisible de 500 mg/L, recomendándose tener una vigilancia para el control de dicho parámetro; siendo necesario un tratamiento adecuado sólo en el caso que sean destinadas a uso industrial.

El incremento de la Dureza total respecto a las muestras anteriores se debe al incremento en el contenido de Sulfatos. Cabe mencionar que el alto contenido de dureza no ocasiona daños al organismo.

Desde el punto de vista bacteriológico, estas aguas presentan contaminación tanto en Coliformes totales como fecales, debido a la mala condición en que se encuentran los techos y tapas de las cámaras de inspección de la galería, lo que ocasiona el ingreso de agentes contaminantes.

Posteriormente las aguas de esta fuente son desinfectadas en el reservorio de almacenamiento R-2, eliminando totalmente los organismos causantes de contaminación bacteriológica.

## SISTEMA EXISTENTE DE AGUA POTABLE

El sistema de agua potable de la ciudad de Chancay utiliza dos tipos de fuentes de agua, una superficial a través de la captación del canal de riego Chancay Bajo y la otra subterránea mediante galerías filtrantes que provienen de la cuenca del río Chancay.

El sistema de Agua Potable está compuesto por cuatro sistemas de producción: Canal Chancay Bajo-Planta de tratamiento; Galerías Quepepampa, Molino Hospital y Cerro La Culebra.

El caudal total utilizado con fines de abastecimiento para consumo humano es en promedio 135,40 Lps. (Cuadro N° 1.10)

**Cuadro N° 1.10: Resumen de producción total**

Fuente de Agua	Producción			
	(Lps)	(m <sup>3</sup> /d)	(m <sup>3</sup> /mes)	%
Planta de tratamiento	26,5	2.290	68.700	20
Gal. Cerro La Culebra	55,9	4.830	144.900	41
Gal. Molino Hospital	39,5	3.413	102.390	29
Gal. Quepepampa	13,5	1.166	34.980	10
<b>TOTAL</b>	<b>135,4</b>	<b>11.699</b>	<b>350.970</b>	<b>100</b>

FUENTE: Elaboración propia



Para la regulación de los volúmenes se cuenta con dos reservorios de almacenamiento, R-1 y R-2 de 550 y de 800 m<sup>3</sup> de capacidad respectivamente, ubicados en Los Tilos a la altura del km1 de la carretera hacia Huaral, los cuales abastecen a las zonas de Chancay Centro, Puerto, Peralvillo Bajo y parte de la zona alta, también se cuenta con tres reservorios: R-3 y R-5 de 66 m<sup>3</sup> y R-4 de 24 m<sup>3</sup> para el abastecimiento de las zonas aledañas al Cerro Trinidad.

El agua producida por la Planta de tratamiento y la galería filtrante ubicadas en Quepepampa se juntan en una cámara de reunión y desde allí son conducidas hasta el reservorio apoyado R-1 de 550 m<sup>3</sup> ubicado en Los Tilos.

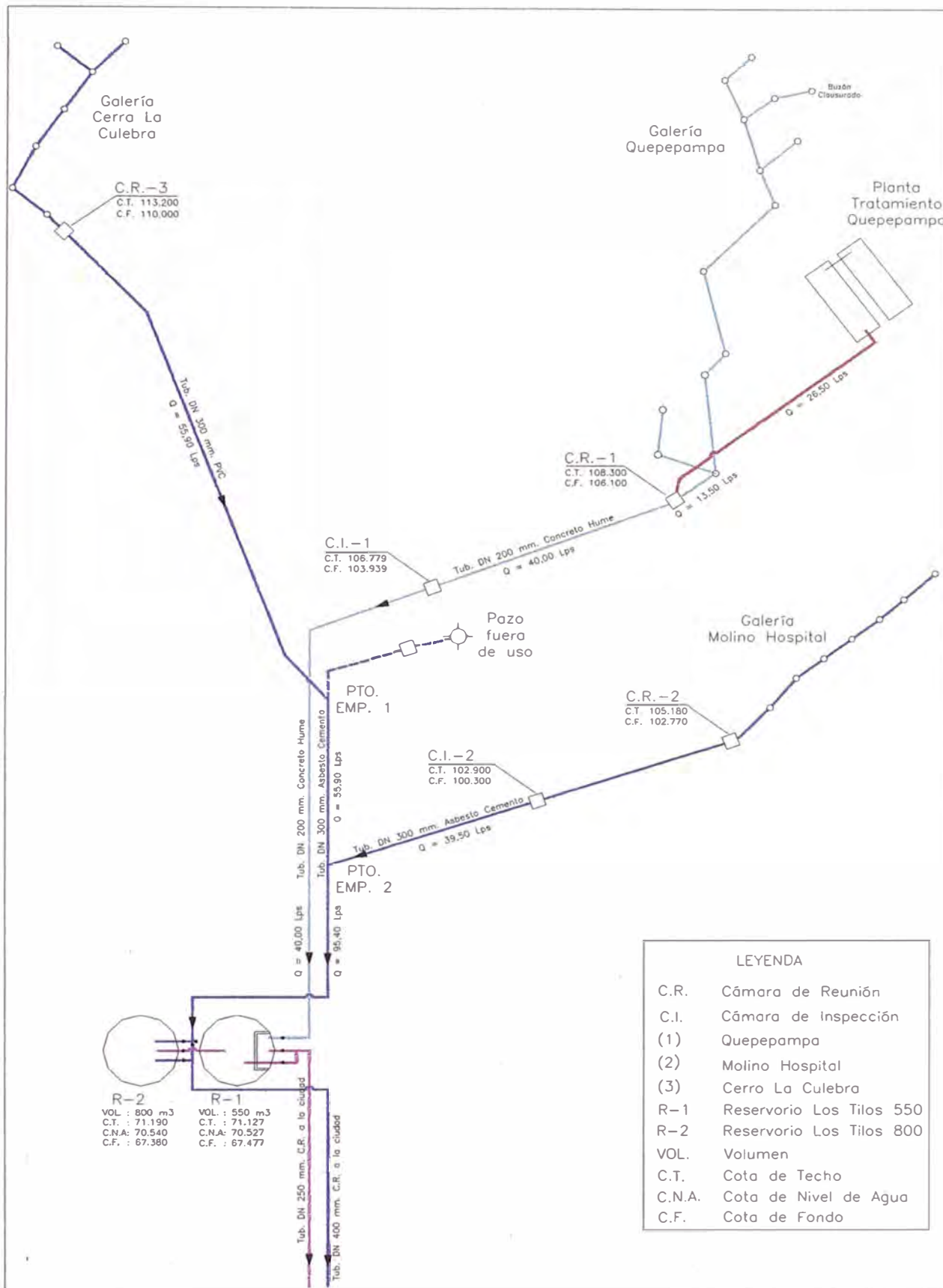
El agua producida por las galerías filtrantes ubicadas en Molino Hospital y Cerro la Culebra son conducidas hasta el reservorio R-2 de 800 m<sup>3</sup> ubicado en los Tilos, uniéndose sus respectivas tuberías de conducción antes de llegar al reservorio.

Para el funcionamiento de los reservorios R-3, R-4 y R-5 se utiliza el agua de la red de distribución, que es almacenada en cisternas para luego ser impulsadas hasta los reservorios.

La zona industrial (pesqueras, avícolas, fábricas de embutidos, etc) que se encuentra ubicada entre el Puerto y Chancay Pueblo tiene su propio sistema de abastecimiento, utilizando las aguas subterráneas a través de la explotación de nueve pozos tubulares. Su producción total alcanza los 45 Lps.

En la Lámina N° 3 se muestra el esquema general del sistema de producción de agua potable de la ciudad de Chancay.

**Lámina N° 3: Sistema de Producción y Almacenamiento**



LEYENDA	
C.R.	Cámara de Reunión
C.I.	Cámara de Inspección
(1)	Queepampa
(2)	Molino Hospital
(3)	Cerro La Culebra
R-1	Reservorio Los Tilos 550
R-2	Reservorio Los Tilos 800
VOL.	Volumen
C.T.	Cota de Techo
C.N.A.	Cota de Nivel de Agua
C.F.	Cota de Fondo

## 1.4 Sistema de Producción – Agua Superficial

### 1.4.1 Canal Chancay-Bajo

#### 1.4.1.1 Captación

La captación ha sido construida en el canal Chancay Bajo en el año 1964, se encuentra ubicada a la altura de las oficinas del Instituto Nacional de Investigación Agraria (INIA), y comprende de una estructura de concreto a ambos lados del canal en una longitud de 10 m. Además cuenta con dos compuertas metálicas que trabajan simultáneamente para el represamiento del agua ya que la toma se encuentra en forma perpendicular a la pared del canal. Estas compuertas son accionadas para la limpieza del canal, diariamente en los meses de Enero-Marzo (época de avenidas) e interdiario en el resto de los meses del año.

La tubería de conducción del agua cruda al desarenador es de material asbesto cemento de DN 300 mm con una longitud de 29,60 m.

El empotramiento de la tubería de conducción en la pared del canal es deficiente ya que se observa un desprendimiento del mismo, no cuenta con una rejilla para la retención de material grueso.



Estructura de protección de la Captación

#### 1.4.1.2 Desarenador

Fue construido en el año 1964, se encuentra ubicada dentro del área de la captación, es una estructura de concreto simple de forma irregular alargada en el sentido del flujo. Tiene un área de 19,15 m<sup>2</sup> y una profundidad de 1,88 m. Las tuberías de ingreso y salida son de PVC de DN 200 mm.

Posteriormente se aumentó la altura del desarenador, construyendo un muro de ladrillos de 0,52m, debido a que la unidad se encontraba en un nivel inferior al terreno y el caudal de ingreso mayor al de salida ocasionaban la inundación de las zonas aledañas a la unidad. Es por ello, que tanto el ingreso como la salida trabajan sumergidas en la actualidad a 1,35 m y 0,98 m respectivamente del nivel superior de la unidad.

La tubería de ingreso está ubicada en forma perpendicular a la pared lateral del desarenador, ocasionando turbulencia en la zona de ingreso de la unidad.

La unidad no cuenta con un by-pass ni con dispositivos de evacuación de lodos, lo que ocasiona la paralización de la planta de tratamiento de agua potable cada vez que se lleva a cabo la limpieza, la cual se realiza en forma manual y con la frecuencia que se requiera.

La limpieza del desarenador, en los meses de Enero-Marzo se lleva a cabo aproximadamente cada 15 días y en el resto de los meses cada 30 días.



Vista del Desarenador operando por encima del nivel máximo

La estructura de la unidad se encuentra muy deteriorada presentando rajaduras pronunciadas en las paredes así como el vertedero de salida que se encuentra destruido.

Esta unidad se encuentra sobredimensionada ya que al realizar los cálculos para el caudal de operación de la planta (26,53 Lps) el área requerida es de 2,96 m<sup>2</sup> con una profundidad de 0,62 m; valores que están muy por debajo de los que presenta la unidad existente (19,15 m<sup>2</sup> y 1,88 m).

#### 1.4.1.3 Línea de Conducción de Agua Cruda (Desarenador - Planta de tratamiento)

Fue instalada en 1964, tiene una longitud de 827,60 m y una diferencia de niveles de 3,90 m según el replanteo realizado. Es de material PVC de DN 200 mm.

La conducción se realiza por gravedad, debido a que en el recorrido de la línea se encuentran 3 cámaras de inspección, en las que se pudo observar que existe represamiento en las dos primeras, siendo muy probable que exista sedimentación de arenas dentro de las tuberías debido a las interrupciones que se ocasiona cuando se limpia el desarenador.

Esta línea tiene capacidad para conducir hasta 32 Lps trabajando a presión, de acuerdo a la diferencia de niveles de 3,90 m que existe entre el desarenador y el ingreso a la planta de tratamiento; para ello se deberán instalar válvulas de purga y de aire en los puntos bajos y altos de la línea respectivamente, además se tendría que clausurar las cámaras de inspección.

#### 1.4.1.4 Planta de Tratamiento de Agua Potable

La Planta de Tratamiento de agua potable se encuentra ubicada en la zona denominada Quepepampa en la cota 110 m.s.n.m, fue construida en el año 1965 y cuenta con una unidad de mezcla rápida, floculador de flujo horizontal y decantador.



Vista panorámica de la Planta de tratamiento Quepepampa

Para determinar el caudal de producción de la planta se realizó el aforo en el canal de salida del decantador mediante el represamiento del mismo, y se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro N° 1.11

**Cuadro N° 1.11: Producción de la Planta de tratamiento**

Fecha	Hora	$Q_{(Ingreso)}$ (Lps)	$Q_p$ (Lps)
29/11/00	10:15	26,45	26,53
	10:20	26,45	
	10:30	26,70	

FUENTE: Elaboración propia

De los resultados obtenidos podemos concluir que la Planta de tratamiento produce en promedio 26,53 Lps.

Al ingreso de la planta existe un vertedero triangular en el cual se realizan los aforos de ingreso del agua cruda, al momento de la visita indicaba 27 Lps.

Como parte de la evaluación de la planta de tratamiento se ha realizado la caracterización de cada uno de los procesos, determinando las características de las unidades en las que se llevan a cabo y la eficiencia que están produciendo. En base a esta información, se indicarán los problemas y anomalías así como sus posibles causas.

La evaluación tiene como finalidad determinar si los procesos existentes de la planta en estudio son los adecuados, teniendo en cuenta las variaciones de la calidad del agua cruda.

Los registros de calidad del agua cruda sólo se remontan al año 2000, no se tiene información de otras épocas; por lo tanto, las conclusiones en este aspecto no se pueden considerar definitivas, ya que la calidad del agua cruda es muy variable por tratarse de agua de río y sobrantes de regadío.

Con los datos de calidad del agua cruda obtenidos de los registros de la planta de tratamiento, en el periodo de Febrero a Diciembre del 2000, se efectuó un estudio de la frecuencia de presentación de determinados rangos de turbiedad,

seleccionados dentro de los límites de variación máximos y mínimos presentados en dicho período de estudio. (Cuadro N° 1.12)

**Cuadro N° 1.12 Frecuencia de turbiedad en el agua cruda de Feb-Dic del 2000**

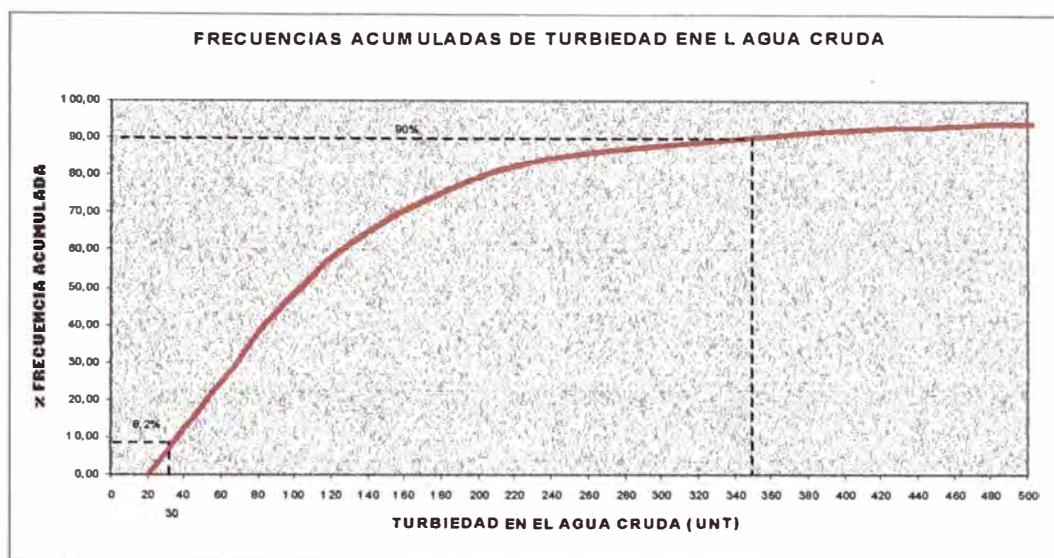
Rango	Frecuencia	F. Acum.	% F. Acum	Rango	Frecuencia	F. Acum.	% F. Acum	Rango	Frecuencia	F. Acum.	% F. Acum
5-10	4	4	0,24	265-270	9	1408	88,17	565-570	5	1571	98,14
10-15	17	21	1,29	270-275	3	1411	88,35	570-575	1	1572	98,21
15-20	33	54	3,30	280-285	4	1415	88,80	575-580	2	1574	98,33
20-25	36	90	5,51	285-290	4	1419	88,84	580-585	1	1575	98,39
25-30	45	135	8,26	290-295	1	1420	88,90	585-590	3	1578	98,57
30-35	45	180	11,02	295-300	10	1430	87,52	590-595	2	1580	98,70
35-40	72	252	15,42	300-305	5	1435	87,82	600-605	1	1581	98,76
40-45	68	320	19,58	305-310	3	1438	88,00	605-610	2	1583	98,88
45-50	64	384	23,50	310-315	4	1442	88,25	615-620	1	1584	98,94
50-55	43	427	28,13	315-320	5	1447	88,56	620-625	1	1585	97,00
55-60	54	481	29,44	320-325	5	1452	88,88	625-630	1	1586	97,06
60-65	55	536	32,80	325-330	4	1456	89,11	630-635	2	1588	97,18
65-70	73	609	37,27	330-335	2	1458	89,23	635-640	2	1590	97,31
70-75	32	641	39,23	335-340	5	1483	89,53	645-650	2	1592	97,43
75-80	36	677	41,43	340-345	5	1488	89,64	650-655	3	1595	97,61
80-85	33	710	43,45	345-350	5	1473	90,15	660-665	1	1596	97,67
85-90	37	747	45,72	350-355	5	1478	90,45	665-670	2	1598	97,80
90-95	26	773	47,31	355-360	2	1480	90,58	670-675	1	1599	97,86
95-100	56	829	50,73	360-365	3	1483	90,76	685-690	1	1600	97,92
100-105	44	873	53,43	365-370	4	1487	91,00	695-700	1	1601	97,98
105-110	58	931	58,98	370-375	4	1491	91,25	715-720	1	1602	98,04
110-115	20	951	58,20	375-380	1	1492	91,31	725-730	1	1603	98,10
115-120	44	995	60,89	385-390	1	1493	91,37	730-735	1	1604	98,16
120-125	26	1021	62,48	390-395	3	1496	91,55	740-745	1	1605	98,23
125-130	16	1037	63,46	395-400	2	1498	91,68	750-755	1	1606	98,29
130-135	20	1057	64,69	400-405	4	1502	91,92	755-760	2	1608	98,41
135-140	26	1083	66,28	405-410	5	1507	92,23	770-775	1	1609	98,47
140-145	17	1100	67,32	415-420	3	1510	92,41	785-790	1	1610	98,53
145-150	20	1120	68,54	420-425	3	1513	92,59	795-800	1	1611	98,59
150-155	18	1138	69,65	425-430	5	1518	92,90	805-810	1	1612	98,65
155-160	30	1168	71,48	430-435	8	1526	93,39	810-815	1	1613	98,71
160-165	15	1183	72,40	435-440	2	1528	93,51	825-830	1	1614	98,78
165-170	21	1204	73,68	445-450	2	1530	93,64	845-850	1	1615	98,84
170-175	15	1219	74,60	450-455	2	1532	93,76	855-860	1	1616	98,90
175-180	15	1234	75,52	455-460	2	1534	93,88	860-865	1	1617	98,96
180-185	16	1250	76,50	460-465	2	1536	94,00	870-875	1	1618	99,02
185-190	22	1272	77,85	465-470	1	1537	94,06	875-880	1	1619	99,08
190-195	10	1282	78,46	470-475	1	1538	94,12	890-895	1	1620	99,14
195-200	8	1290	78,95	475-480	2	1540	94,25	950-955	1	1621	99,20
200-205	16	1306	79,93	480-485	4	1544	94,49	965-970	1	1622	99,27
205-210	12	1318	80,88	485-490	2	1546	94,61	1005-1010	1	1623	99,33
210-215	7	1325	81,09	495-500	2	1548	94,74	1050-1055	1	1624	99,39
215-220	13	1338	81,68	500-505	1	1549	94,80	1095-1100	1	1625	99,45
220-225	12	1350	82,62	505-510	2	1551	94,92	1105-1110	1	1626	99,51
225-230	8	1358	83,11	510-515	2	1553	95,04	1115-1120	1	1627	99,57
230-235	6	1364	83,48	515-520	4	1557	95,29	1195-1200	1	1628	99,63
235-240	8	1372	83,97	520-525	1	1558	95,35	1215-1220	1	1629	99,69
240-245	9	1381	84,52	525-530	1	1559	95,41	1240-1245	1	1630	99,76
245-250	6	1387	84,88	530-535	1	1560	95,47	1285-1290	1	1631	99,82
250-255	3	1390	85,07	535-540	2	1562	95,59	1435-1440	1	1632	99,86
255-260	3	1393	85,25	545-550	1	1563	95,65	1505-1510	1	1633	99,94
260-265	6	1399	85,62	560-565	3	1568	95,84	1755-1760	1	1634	100,00

FUENTE: Elaboración propia



Graficando los valores del Cuadro N° 1.12 se obtuvo la curva del Gráfico N° 1-4, de cuyo análisis se puede apreciar que el 8.2% del tiempo, el contenido de turbiedad en el agua fue menor a 30 UNT y que el 90% de este periodo no se excedió de las 345 UNT, habiéndose producido el resto del tiempo (10%) valores puntuales de hasta 1.760 UNT.

**Gráfico N° 1-4: Frecuencias de turbiedad**



De los análisis Físico-Químicos que se realizaron en el laboratorio ENVIROLAB (Cuadro N°1.04), y los reportes de turbiedad proporcionados por la empresa (Cuadro N° 1.12), se puede apreciar que el único parámetro a adecuar es la turbiedad y por lo tanto, se requiere tratamiento para clarificar el agua.

Como el contenido de turbiedad en el agua es de tipo coloidal, se hace necesaria la utilización de coagulación química.

Debido a que la ocurrencia de turbiedades por encima de 30 UNT se da con una frecuencia de 91,8% del tiempo, sí es justificable la utilización de filtración rápida completa: dosificación, mezcla rápida, floculación, decantación, filtración y desinfección.

Por lo tanto, como la planta de tratamiento no cuenta con un sistema de filtración se recomienda la construcción de la misma para garantizar la calidad del agua tratada.

a. *Caja de Ingreso y Medidor de Caudal*

Construido con concreto simple y de forma cilíndrica, tiene una sección circular de 1,15 m. de diámetro interior y 2,94 m. de profundidad. Esta unidad tiene la finalidad de disipar la energía de llegada y llevar a cabo la medición del caudal de agua cruda que ingresa a la planta de tratamiento, a través de un vertedero triangular metálico de 60° y 0,50 m de lado. También se utiliza para desviar el agua cruda cuando se quiere interrumpir el ingreso a la planta, para ello se tiene instalado en el nivel de fondo de la cámara una válvula de compuerta de Fierro Fundido de DN 250 mm que sirve para evacuar el agua hacia un canal de regadío a través de una tubería de 250 m de longitud.

Esta estructura a pesar de tener más de 35 años de antigüedad se encuentra en buen estado debido a que periódicamente se realiza el resane de sus paredes interiores, como puede observarse en la siguiente fotografía.



Caja de ingreso a la Planta de tratamiento

*b. Dosificación*

Las sustancias utilizadas para la coagulación son: Sulfato de aluminio y Polímero catiónico.

En cuanto a la calidad de los productos se han considerado las especificaciones técnicas de los proveedores de las sustancias utilizadas en la planta.

Sulfato de aluminio  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$  del tipo B-500 (granulado y de color beige) con un grado de pureza del 16% de óxido de aluminio y 3,50 % de insolubles. El producto es adquirido en bolsas de 50 kg.

Polímero líquido NALCOLYTE 8103, de color ambar pálido cuya gravedad específica es 1.036 y pH de 4,20; éste producto es adquirido en envases de 25 kg.

La preparación del coagulante se realiza en un tanque de concreto simple de 1.000 L de capacidad, no cuenta con agitador mecánico por lo que ésta labor se realiza manualmente con ayuda de un palo de madera. Tampoco tiene una tubería para la limpieza del tanque.

La dosificación de la solución de sulfato de aluminio (a una concentración del 4%) se realiza a través de una tubería de PVC  $\frac{1}{2}$ " , la cual es controlada manualmente mediante un grifo.

Teniendo en cuenta la poca precisión en la aplicación de la solución, se recomienda la instalación de un dosificador por gravedad con carga constante así como un agitador mecánico. Además, de otra unidad de dosificación que trabaje en forma alternada con la existente para optimizar el proceso cuando se realice el mantenimiento a la unidad.

La preparación del polímero se realiza en un tanque de material fibra de vidrio de 900 L de capacidad a una concentración del 0,10% la cual es dosificada a través de una tubería de PVC  $\frac{1}{2}$ " controlada también en forma manual mediante un grifo. Esta sustancia es aplicada sólo cuando la turbiedad del agua cruda sobrepasa las 400 UNT, de acuerdo a la prueba de jarras que personal de la empresa ha realizado.

En la siguiente fotografía se muestra el tramo de canal en el que se lleva a cabo la mezcla rápida mediante un vertedero triangular que a la vez se utiliza para medir el caudal de ingreso a la planta.



Tanques dosificadores de coagulante y polímero

En los Cuadros N° 1.13 y 1.14 se muestran las dosis de coagulante (Sulfato de aluminio) y Polímero que se aplican actualmente en la planta de tratamiento para las diferentes calidades de agua cruda las cuales fueron determinadas mediante pruebas de laboratorio.

Los valores de Caída expresados en (seg/100ml) sirven para calibrar los dispositivos de dosificación empleados por el operador de la planta.

**Cuadro N° 1.13: Dosificación de Coagulante**

Turbiedad (NTU)	Dosificación (mg/L)	Caída (seg/100ml)
18	12	13
60	15	10
100	17	9
180	19	8
230	22	7
300	22	7
400	25	6
450	30	5
500	38	4
550	38	4
600	50	3

**Cuadro N° 1.14: Dosificación de Coagulante y Polímero**

Turbiedad (NTU)	Sulfato de aluminio		Polímero	
	(mg/L)	(seg/100ml)	(mg/L)	(seg/100ml)
400 – 500	15	10	0,2	21
500 – 800	25 - 30	6 – 5	0,3	14
800 – más	38	4	0,4	10

Para comprobar los parámetros óptimos de dosificación aplicados en planta se realizaron pruebas de jarras.

También se realizó la evaluación del almacén de compuestos químicos considerando que se debe tener un stock para 90 días, siendo el consumo diario promedio ( $C_d$ ) de 60 kg/d.

El volumen de almacenamiento necesario ( $V_T$ ) teniendo en cuenta que la densidad del producto es de 1 032 kg/m<sup>3</sup> es:

$$V_T = C_d \times T / \delta ; V_T = 60 \times 90 / 1\,032 = 5,23 \text{ m}^3$$

Teniendo en cuenta que la transferencia de las bolsas se efectúa en forma manual y que por lo tanto la altura máxima de almacenamiento (H) debe ser de 2,0 m , incluyendo la tarima, el área neta de almacenamiento (A) debe ser de:

$$A = V_T / H ; A = 5,23 / 2,0 = 2,60 \text{ m}^2$$

El área total del almacén existente es de 26,5 m<sup>2</sup> por lo tanto podemos concluir que es suficiente ya que el área requerida es de 2,60 m<sup>2</sup>. Es conveniente que se utilicen tarimas de madera para el aislamiento de las bolsas del suelo.



Almacén de Sustancias Químicas

*c. Canaleta de Mezcla Rápida*

La mezcla rápida se realiza en el canal de ingreso hacia los floculadores aprovechando la turbulencia que se produce en la caída del agua desde el vertedero al canal. Las dimensiones del canal son 0,40 m de ancho; 0,60 m de altura y 15,60 m de longitud hasta la unidad de floculación. Tiene una pendiente en contra del flujo que se utiliza para efectuar la limpieza de la unidad, permitiendo que el agua remanente regrese a la caja de ingreso. Esta operación se efectúa en promedio cada 7 días en época de avenidas y cada 2 semanas en época de estiaje pudiendo variar estos rangos de acuerdo a la turbiedad del agua cruda.

Esta estructura se encuentra en buen estado.



Canaleta de Mezcla Rápida

*d. Floculadores*

Existe una unidad de flujo horizontal con Baffles de concreto simple; sus dimensiones son de 26,50 m de largo; 6,00 m de ancho y 0,75 m de profundidad promedio.

Está compuesto por tres compartimentos, las dimensiones de cada uno de ellos se presenta en el Cuadro N° 1.15

**Cuadro N° 1.15: Dimensiones del Floculador**

Número de Compartimento	Dimensiones (m)			
	Longitud	Profundidad	Ancho de canal	Altura de agua
I	10,48	0,6	0,21	0,44
II	10,87	0,8	0,28	0,45
III	5,15	0,9	0,36	0,48



Unidad de Floculación

A consecuencia del terremoto del año 1970, fueron destruidos los Baffles del tercer compartimento del floculador y reparados en el año 1999, es por ello que se encuentran en mejor estado; en cambio los Baffles del primer y segundo compartimento requieren ser resanados, como se puede observar en la siguiente fotografía.



Baffles del 2do. compartimento de la unidad de Floculación

Del cuadro de dimensiones (Cuadro N° 1.15) se obtiene que el volumen o la capacidad de la misma es de  $50,26 \text{ m}^3$ , considerando que el caudal de trabajo de la unidad es de 26,53 Lps (según aforo realizado), se calculó el periodo de retención teórico ( $t_0$ ):



$$t_0 = V/Q = 50,26/26,53 = 31,58 \text{ minutos}$$

Para evaluar la eficiencia hidráulica de la unidad se realizó la prueba de trazadores utilizando para ello la solución de cloruro de sodio a una concentración de 40 mg/L.

De los resultados obtenidos de la prueba de trazadores, se puede establecer que el tiempo de retención real ( $t_p = 29 \text{ min}$ ) es menor que el tiempo de retención teórico ( $t_0 = 31,58 \text{ min}$ ).

Se hallaron los Gradientes de velocidad en cada uno de los compartimentos del floculador en base a los tiempos de retención teóricos ( $t_0$ ) y pérdidas de carga ( $h_f$ ) por tramo como se muestra en el Cuadro N° 1.16

**Cuadro N° 1.16: Gradientes de Velocidad en Floculador**

Tramo	$t_0$ (seg)	$h_f$ (m)	Gradiente (seg <sup>-1</sup> )
1	602,22	1,01	127,59
2	785,74	0,50	78,58
3	506,55	0,16	55,94

Analizando los resultados obtenidos, se observa que el gradiente del primer tramo es muy alto en comparación a los otros dos, debido a la inadecuada distribución en las dimensiones de los compartimentos.

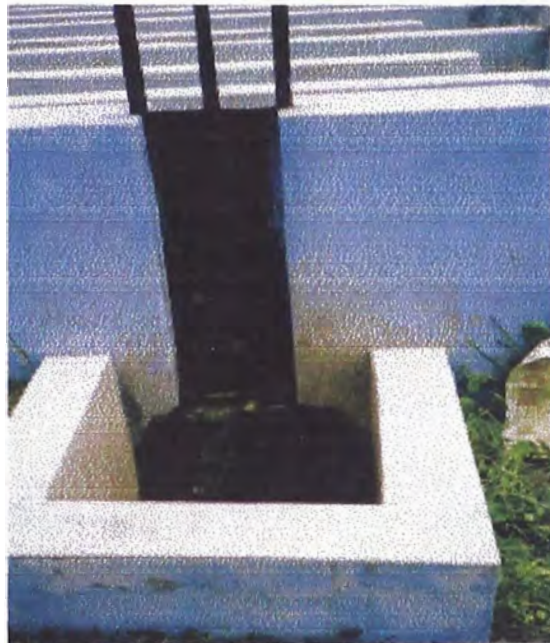
A pesar de la distribución decreciente de gradientes, los valores están por encima de los parámetros operacionales óptimos ( 75-20 seg<sup>-1</sup>).

Debido a la poca disponibilidad de los equipos de pruebas de jarras que pertenecen a EMAPA HUARAL, no se pudo determinar el período óptimo con el cual se podría realizar una comparación con el período real y determinar si la capacidad de funcionamiento es el adecuado. Tampoco se pudo determinar los

gradientes de velocidad óptimos (con los cuales se producen la mayor eficiencia del proceso) y compararlos con los valores reales.

La limpieza de esta unidad se efectúa en promedio cada 15 días en época de avenidas y cada 6-8 semanas en época de estiaje dependiendo de la calidad del agua cruda.

Cuenta con una compuerta para la limpieza ubicada en la última canaleta del tercer compartimento que se muestra en la siguiente fotografía.



Compuerta para la limpieza del Floculador

Esta unidad requiere de una compuerta que permita su independización respecto a la unidad de decantación.

*e. Decantador*

Se cuenta con una unidad de decantación de 27,56 m de longitud, 6 m de ancho y profundidad promedio de 2,29 m.

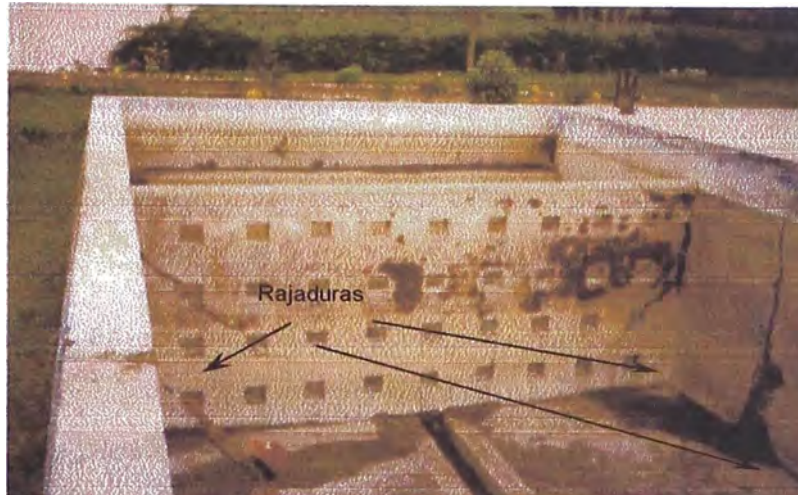
El fondo tiene una pendiente de 15,33‰ y una canaleta a lo largo de la unidad que se utiliza para evacuar el agua cuando se realiza la limpieza de la unidad, la zona de entrada presenta una pantalla de concreto con 36 orificios de sección cuadrada de 0,20 x 0,20 m, que permiten el ingreso del agua a la zona de decantación, la salida del agua se realiza por rebose y la turbidez promedio a la salida de esta unidad es menor a 5 UNT (según los reportes diarios que lleva la empresa).



Unidad de Decantación

En el sistema actual el ingreso se realiza en forma lateral y se presenta una recirculación de flujo en la zona de entrada del decantador, debiendo ser por rebose a través de una canaleta.

La pantalla de distribución de flujo hacia la zona de decantación presenta rajaduras de consideración como se aprecia en la siguiente fotografía.



Nótese las rajaduras existentes en la Unidad de Decantación

El mantenimiento de esta unidad se realiza conjuntamente cuando se efectúa la limpieza del floculador.

En relación a este proceso se evaluaron las características hidráulicas del decantador y su eficiencia, para ello se realizó la prueba de trazadores utilizando solución de cloruro de sodio a una concentración de 30 mg/L, el procedimiento así como los resultados obtenidos se muestran detalladamente en el Anexo III-04: Evaluación de la Planta de tratamiento de agua – Evaluación del decantador.

De la prueba de trazadores se obtuvo que el tiempo de retención real ( $t_p = 96$  min) es menor que el tiempo de retención teórico ( $t_0 = 181,98$  min). Debido a la poca disponibilidad de equipos de prueba de jarras que pertenecen a EMAPA HUARAL, no se pudo determinar el período óptimo con el cual se podría realizar una comparación con el período real y determinar si la capacidad de funcionamiento es el adecuado.

De la aplicación del método de Wolf-Resnick, se obtuvo un alto porcentaje de espacios muertos (38%), lo que ocasiona que el periodo de retención real (96 min) sea menor al periodo teórico de retención (181,98 min).

#### 1.4.1.5 Desinfección

La desinfección en la Planta de Tratamiento se realiza mediante un Clorador de inyección directa siendo la dosificación de 2,9 mg/L, debido a que el efluente de la planta se mezcla con las aguas provenientes de la galería Quepepampa en su recorrido al Reservorio R-1.

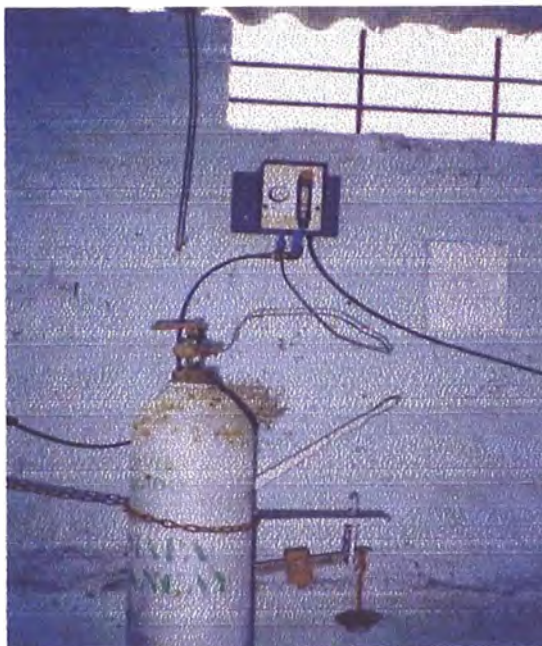
La desinfección se realiza mediante la cloración de las aguas en la unidad de decantación, no siendo esto el adecuado debido a que permite el consumo de cloro en exceso al entrar en contacto con el material a sedimentar.

El punto de aplicación de cloro se encuentra ubicado a 2,96 m de la zona de salida del decantador y a 1,50 m de profundidad con respecto al nivel del agua.

Para tener un adecuado y eficiente suministro de cloro se recomienda la construcción de una cámara de contacto.

Considerando el tiempo de contacto de 25 min y el caudal de 1,59 m<sup>3</sup>/min; el volumen requerido para la cámara de contacto es de 40 m<sup>3</sup>. Asumiendo una altura de 2,0 m, el área requerida es 20 m<sup>2</sup>.

La caseta de cloración cuenta con un área de 7,60 m<sup>2</sup>. Se encuentra en buen estado y en condiciones adecuadas para su funcionamiento.



Caseta de Cloración

#### 1.4.1.6 Calidad del Agua Tratada

Para evaluar la calidad del agua tratada se analizó la muestra a la salida de la Planta de tratamiento, realizándose la interpretación de los resultados empleando como valores guías los recomendados por la SUNASS.

Los análisis realizados por el laboratorio ENVIROLAB - PERU S.A.C., en el mes de diciembre del 2000, fueron los siguientes: Físico-Químicos (Turbiedad, Cloro residual, pH, Conductividad, Alcalinidad, Dureza, Cloruros, Sulfatos, Acidez, Nitratos, Sólidos totales y Color verdadero) incluido metales (Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Hierro, Manganeso, Cobre, Cadmio, Arsénico y Aluminio); Bacteriológicos (Coliformes totales y fecales) y Pesticidas (Fosforados y Clorados).

Los resultados de los análisis realizados a la salida de la Planta de tratamiento se muestran en el Cuadro N° 1.17

**Cuadro Nº 1.17: Resultados de análisis a la salida de la Planta de tratamiento**

Tipo de análisis	Parámetro	Unidad	Resultado	LMP	% de remoción
Físico – Químico	Turbiedad	UNT	0,9	5 (*)	98,75
	Cloro residual	mg/L	2,08		
	PH		8,0	6,5 – 8,5 (*)	
	Conductividad	µS/cm	396	1.500 (*)	0,50
	Alcalinidad total	mg/L	110	120 (*)	16,70
	Dureza total	mg/L	188	500 (*)	7,84
	Cloruros	mg/L	14	250 (*)	
	Sulfatos	mg/L	74,9	250 (*)	
	Acidez	mg/L	N.D.		
	N-Nitratos	mg/L	1,33	50 (*)	
	Sólidos totales	mg/L	280	1.000 (*)	35,2
	Color verdadero	UC	< 5	20 (*)	
	Metales	Calcio	mg/L	57,64	75 (*)
Magnesio		mg/L	8,001	150 (*)	26,70
Sodio		mg/L	13,41	200 (*)	21,0
Potasio		mg/L	1,37	-	5,50
Hierro		mg/L	N.D.	0,3 (*)	
Manganeso		mg/L	N.D.	0,2 (*)	
Cobre		mg/L	N.D.	3,0 (*)	
Cadmio		mg/L	N.D.	0,003 (*)	
Arsénico		mg/L	N.D.	0,1 (*)	
Aluminio		mg/L	N.D.	0,2 (*)	
Bacteriológico	Coliformes totales	NMP/100ml	< 2	0 (*)	100
	Coliformes fecales	NMP/100ml	< 2	0 (*)	100
Pesticidas	Fosforados	pg	N.D.	-	
	Clorados	pg	N.D.	-	

FUENTE: ENVIROLAB-PERU S.A.C.

(\*) Límites máximos permisibles para agua de consumo recomendados por la SUNASS

Desde el punto de vista físico-químico; todos los parámetros analizados (Conductividad, Alcalinidad total, Dureza total, Cloruros, Sulfatos, Nitratos y Sólidos totales), se encuentran dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano.

En cuanto a la remoción de turbidez, según el resultado obtenido a la salida de planta, presenta una eficiencia del 98,75% (respecto a la turbiedad del agua cruda).

Como se puede apreciar en los resultados, las concentraciones de metales (Calcio, Magnesio, Sodio, Potasio, Hierro, Manganeso, Cobre, Cadmio, Arsénico

y Aluminio) a la salida de la planta también se encuentran dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano.

Desde el punto de vista bacteriológico, el proceso de desinfección es eficiente ya que elimina en su totalidad los indicadores bacteriológicos (coliformos totales y fecales). La concentración de 2,08 mg/L de Cloro residual a la salida del decantador permite también desinfectar las aguas provenientes de la Galería Quepopampa, ambas aguas se mezclan en la cámara de reunión ubicada a la salida de la planta.

Cabe señalar que la muestra analizada no presenta contaminación por pesticidas tanto fosforados como clorados.

#### 1.4.1.7 Línea de Conducción de Agua Tratada (Salida de planta – C.R.1)

Es la tubería que conduce las aguas tratadas hasta la Cámara de reunión N° 1 (C.R.1) en la cual se juntan con las aguas provenientes de la galería Quepepampa.

Fue instalada en el año 1965. Tiene una longitud de 260,00 m; el material es de concreto Humo de DN 200 mm.

La tubería se encuentra en buen estado, según información proporcionada por personal de la empresa.

### 1.5 Sistema de Producción – Agua Subterránea

La producción de aguas subterráneas está conformada por tres galerías filtrantes ubicadas en Quepopampa, Molino Hospital y Cerro La Culcra.

Para determinar el caudal producido por cada galería se realizaron aforos a la llegada de los reservorios apoyados R-1 y R-2 de 550 y 800 m<sup>3</sup> respectivamente.

Para determinar el caudal producido por las Galerías Molino Hospital y Cerro La Culcra se realizó el aforo del caudal de ingreso al reservorio apoyado R-2, para ello se cerraron las válvulas de la tubería de salida hacia la ciudad y la



interconexión de los dos reservorios; el tipo de aforo realizado fue volumétrico y se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro N° 1.18

**Cuadro N° 1.18: Aforos al ingreso del reservorio R-2**

Fecha	Hora	$Q_{ingreso}$ (Lps)	$Q_p$ (Lps)
09/11/00	12:56	95,90	
	13:05	94,96	
13/11/00	15:32	94,58	
	15:42	93,80	
	15:52	97,82	95,41

FUENTE: Elaboración propia

Por lo tanto podemos concluir que el caudal promedio que producen las galerías filtrantes Molino Hospital y Cerro la Culebra según los aforos realizados es de 95,41 Lps.

Para obtener los caudales de producción de cada una de las galerías, se realizó el aforo en la Galería Molino Hospital debido a que la cámara de reunión de la galería Cerro La Culebra se encontraba sellada, obteniendo los resultados según se muestran en el Cuadro N° 1.19

**Cuadro N° 4.19 : Aforos en la Galería Molino Hospital**

Fecha	Hora	$Q_{ingreso}$ (Lps)	$Q_p$ (Lps)
23/11/00	15:45	59,21	
	15:55	30,21	
	16:10	29,00	39,47

FUENTE: Elaboración propia

De los aforos obtenidos en la Galería Molino Hospital se puede considerar que el caudal producido por ésta es de 39,47 Lps; así mismo por diferencia podemos determinar que el caudal que produce la Galería Cerro La Culebra es de 55,94 Lps.

Para determinar el caudal de producción de la Galería filtrante Quepepampa se realizó el aforo en el reservorio apoyado R-1. Para ello se cerró la válvula de la

tubería de salida a la ciudad; los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro N° 1.20

**Cuadro N° 1.20: Aforos al ingreso del reservorio R-1**

Fecha	Hora	$Q_{(ingreso)}$ (Lps)	$Q_p$ (Lps)
14/11/00	12:26	41,32	
	12:38	37,65	
	12:49	45,02	
	12:59	35,94	39,98

FUENTE: Elaboración propia

El caudal promedio de 39,98 Lps nos indica la producción de la Planta de tratamiento conjuntamente con la Caloría filtrante de Quocopampa.

Como la Planta de tratamiento produce en promedio 26,53 Lps, por diferencia obtenemos que la Caloría Quocopampa produce en promedio 13,45 Lps.

A continuación se muestra en el Cuadro N° 1.21 el resumen de la producción de las galerías filtrantes.

**Cuadro N° 1.21: Resumen de Producción de Galerías filtrantes**

Galería filtrante	Caudal promedio $Q_p$ (Lps)	Producción promedio ( $m^3/d$ )	Producción total ( $m^3/mes$ )
Cerro La Culebra	55,90	4.830	144.900
Molino Hospital	39,50	3.413	102.390
Quepepampa	13,50	1.166	34.980

FUENTE: Elaboración propia

### 1.5.1 Galería Quepepampa

Es la más antigua de las tres existentes; fue construida en el año 1960 y se encuentra ubicada frente al Centro Poblado Quocopampa, entre las cotas 108 y 113 m.s.n.m. El nivel del acuífero se encuentra entre 1,0 – 1,5 m de

profundidad: Está compuesta por 732,90 m de tuberías de drenaje; 13 cámaras de inspección y una de reunión y válvulas.

De los aforos realizados se ha determinado que tiene una producción promedio de 13,50 Lps.

Las aguas de esta galería se reúnen con las que salen de la planta de tratamiento para ser conducidas hasta el reservorio de 550 m<sup>3</sup> (R-1).

#### 1.5.1.1 Tuberías de Drenaje y Captación

Las tuberías de drenaje tienen una longitud total de 732,90 m. Son de material Concreto Simple Normalizado (CSN), con diámetros de 150, 200 y 250 mm siendo las longitudes de 65,50; 284,60 y 382,80 m respectivamente. Las perforaciones con que cuentan las tuberías fueron hechas manualmente.

#### 1.5.1.2 Cámaras de Inspección

Cuenta con 13 cámaras de inspección; construidas de concreto simple (se encuentran deterioradas) y están protegidas con tapas de concreto reforzado y de fierro fundido, las profundidades de las cámaras varían entre 1,95 – 2,20 m.

Esta galería contaba con una cámara de inspección más pero fue clausurada en el año 1996 debido a problemas de contaminación por infiltración de aguas contaminadas.

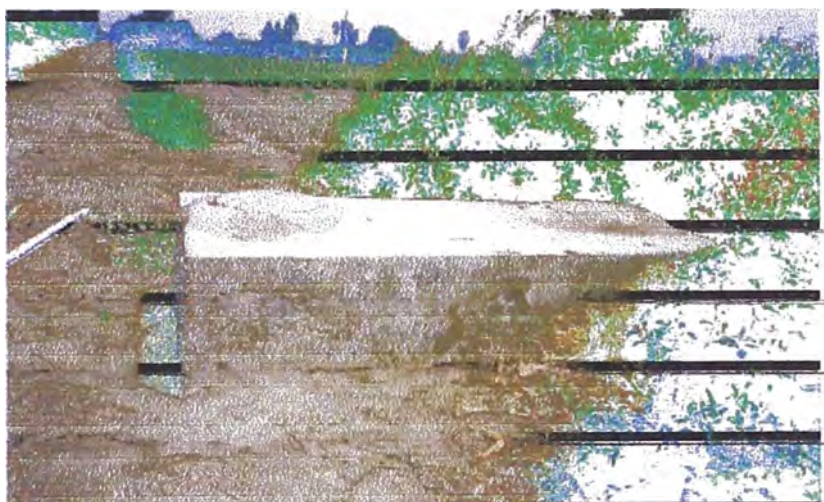


NOTESE EL DETERIORO DE LA TAPA.

### 1.5.1.3 Cámara de Reunión y Válvulas

La cámara de reunión (C.R.1) se encuentra ubicada a 260,00 m de la planta de tratamiento y a una profundidad de 2,20 m. En este punto se junta el agua de la galería con el efluente de la planta.

La cámara de válvulas se encuentra inundada debido a infiltraciones a través de la losa de fondo y los muros, se pudo observar en la inspección realizada que las válvulas de salida y rebose se encontraban totalmente deterioradas.



Quepepampa

### 1.5.1.4 Línea de Conducción (C.R.1 – R-1)

Es la tubería que conduce las aguas desde la Cámara de reunión N° 1 (C.R.1) hasta el reservorio de 550 m<sup>3</sup> (R-1) ubicado en Los Tilos.

Fue instalada en el año 1960, tiene una longitud de 3.320 m siendo el material de concreto Hume y D = 200 mm:

## 1.5.2 Galería Molino Hospital

Fue construida en el año 1989 y se encuentra ubicada en la zona denominada Molino Hospital entre las cotas 110 y 112 m.s.n.m, el nivel del acuífero se encuentra a una profundidad promedio de 2 m.

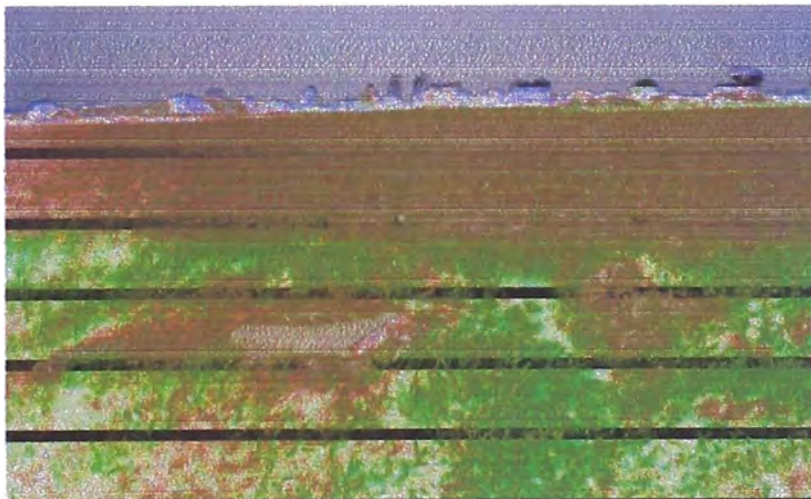
Tiene una producción promedio de 39,50 Lps.

### 1.5.2.1 Tuberías de Drenaje y Captación

Las tuberías de drenaje tienen una longitud total de 575 m, son de material Concreto Simple Normalizado (CSN) y de diámetros 300 y 350 mm.

### 1.5.2.2 Cámaras de Inspección

La galería Molino Hospital cuenta con 7 cámaras de inspección, construidas de concreto simple ubicadas cada 100 m de distancia, de las cuales 3 se encuentran con las tapas rotas y el resto se encuentran selladas con concreto, según se pudo observar en la inspección de campo realizada.



### 1.5.2.3 Cámara de Reunión y Válvulas

La cámara de reunión es una estructura de concreto armado de sección cuadrada, se encuentra dividida por dos cámaras en su interior a través de un muro que permite su comunicación debido a que sólo cuenta con un acceso desde la superficie, está ubicada a una distancia de 575 m respecto al punto inicial de las tuberías de drenaje, y tiene una cota de fondo de 102,770 m.s.n.m.

La cámara de válvulas siempre se encuentra inundada debido a la infiltración que existe a través de la losa de fondo y los muros, esto pudo observarse luego de retirar el agua con ayuda de un equipo de bombeo.



### 1.5.2.4 Línea de Conducción de Agua de Galería

Tiene una longitud total de 2.360 m. Está compuesta de tres tramos cuyas características se muestran en el Cuadro N° 1.22

**Cuadro N° 1.22: Línea de Conducción Gal. Molino Hospital**

Tramo	Longitud (m)	Material	Diámetro (mm)	Año (instalación)
C.R.2 – C.I.2	330,00	A.C.	250	1989
C.I.2 – P.EMP2	840,00	A.C.	250	1989
P.EMP2 – R-2	1.190,00	A.C.	300	1970

FUENTE: Elaboración propia

C.R.: Cámara de reunión

C.I. : Cámara de Inspección

P.EMP: Punto de empalme

### 1.5.3 Galería Cerro La Culebra

Fue construida con el financiamiento del Fondo Nacional de Vivienda (FONAVI) en el año 1994 y se encuentra ubicada en las zonas aldeñas al Centro Poblado Cerro La Culebra entre las cotas 110 y 116 m.s.n.m, atravesando terrenos de cultivo. Está compuesta por 500,70 m de tuberías de drenaje, 7 cámaras de inspección y una de reunión y válvulas.

De los aforos realizados se determinó su producción promedio de 55,90 Lps.

A 15 m de la cámara de inspección N° 1 se encuentra un pozo a tajo abierto que no cuenta con tapa de protección que puede estar ocasionando la contaminación del acuífero.

#### 1.5.3.1 Tuberías de Drenaje y Captación

Las tuberías de drenaje tienen una longitud total de 500,70 m y diámetros de 300 mm, son de material PVC (Clase A-7.5).

#### 1.5.3.2 Cámaras de Inspección

Cuenta con 7 cámaras de inspección de forma cilíndrica de 1,20 m de diámetro, construidas de concreto simple y protegidas con tapas de Hierro Fundido las que se encuentran selladas con mortero observándose rajaduras en la parte del techo, las profundidades de estas cámaras varían entre 3,20 – 4,21 m. El nivel del techo de las cámaras se encuentran en promedio a 0,80 m por encima del

nivel del terreno. Por encontrarse dentro de tierras de cultivo algunas han sido dañadas por maquinarias (tractor) que se utilizan en la preparación de la tierra.



Notese el deterioro de la tapa

### 1.5.3.3 Cámara de Reunión y Válvulas

Es una estructura de concreto armado compuesta por dos cámaras: húmeda y seca, ocupando un área de 7,45 m<sup>2</sup>. En la cámara seca se cuenta con una válvula de compuerta de fierro fundido de DN 250 mm.

De la inspección de campo se pudo observar que la cámara de reunión de la galería Cerro La Culebra se encontraba sellada con concreto pero para la toma



Cámara de Reunión y Válvulas de la Galería Cerro La Culebra  
Nótese que las tapas de inspección se encuentran selladas



#### 1.5.3.4 Línea de Conducción de Agua de Galería

Tiene una longitud total de 4.300,02 m. De los cuales 3.425,02 m fueron instaladas cuando se construyó la galería y se empalmó a la tubería existente de A.C. que viene desde el pozo que se encuentra fuera de uso. Los 875,00 m restantes corresponden al tramo que va desde el P.EMP1 al P.EMP2.

Las características de la línea se muestran en el Cuadro N° 1.23

En el esquema de la Lámina N° 3 mostrado anteriormente, se puede apreciar la ubicación de las cámaras de reunión así como los puntos de empalme.

**Cuadro N° 1.23: Línea de Conducción Gal. Cerro La Culebra**

<i>Tramo</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Materia</i>	<i>Diámetro (mm)</i>	<i>Año (instalación)</i>
C.R.3 – P.EMP1	969,30	PVC	250	1994
	1.137,28	PVC	300	1994
	1.290,44	PVC	250	1994
	28,00	PVC	250	1994
P.EMP1 – P.EMP2	875,00	A.C.	300	1970

FUENTE: Elaboración propia

C.R.: Cámara de reunión

P.EMP: Punto de empalme

## 1.6 Sistema de Distribución

El sistema de distribución está compuesto por 4 zonas de abastecimiento delimitadas por los 5 reservorios, los cuales son:

Zona I, abastecido por los reservorios R-1 y R-2

Zona II, abastecido por el reservorio R-3

Zona III, abastecido por el reservorio R-4

Zona IV, abastecido por el reservorio R-5

En la Lámina N° 4 se muestran las zonas de abastecimiento actual delimitadas por los 5 reservorios de almacenamiento.

### 1.6.1 Almacenamiento

Se cuenta con cinco reservorios de almacenamiento apoyados, de los cuales dos de ellos R-1 y R-2 de 550 y 800 m<sup>3</sup> respectivamente se encuentran ubicados en la zona denominada Unidad Agropecuaria Los Tilos, abastecen a la zona antigua de Chancay y a las zonas media y baja de Peralvillo; los tres restantes R-3 (66 m<sup>3</sup>), R-4 (24 m<sup>3</sup>) y R-5 (66 m<sup>3</sup>) se encuentran ubicados en las inmediaciones del Cerro Trinidad para abastecer a las zonas altas de la ciudad.

Los reservorios R-1 y R-2 son abastecidos por el agua producida por las galerías filtrantes y la planta de tratamiento; mientras que los reservorios R-3, R-4 y R-5 son abastecidos de la red de distribución de agua potable a través de cisternas de almacenamiento y estaciones de bombeo.

A continuación se muestra en el Cuadro N°1.24 las zonas que son abastecidas por cada uno de los reservorios.

**Cuadro N° 1.24: Area de influencia de los Reservorios**

Reservorio	Zona de Influencia
R-1	C.P. Aldea Campesina Pueblo Chancay Asovisem <b>PP.JJ. Santa Rosa</b> Peralvillo (Comité N° 5, 6, 10 - 15, 18 y 19) <b>Cerro la Trinidad (Zona Baja)</b> PP.JJ. Juan Velasco Alvarado Villa Progreso AA.HH. Cesar Vallejo Puerto Chancay (Marítima Pesquera) PP.JJ. Cascajo
R-2	AA. HH. Miguel Grau AA. HH. Santa Colonia Peralvillo (Comité N° 7, 8, 9, 14, 16, 22 y 23) <b>PP.JJ. Juan Velasco Alvarado</b> R-3, R-4 y R-5
R-3	PP.JJ. Peralvillo (Comité N° 16 y 17)
R-4	PP.JJ. Buenavista Alta (Cerro la Trinidad)
R-5	PP.JJ. Santa Rosa (Comité N° 13, 14, 15.) PP.JJ. Alto Miramar (Cerro Trinidad)

FUENTE: Elaboración propia



En el Cuadro N° 1.25 se indican las características (volumen útil, base, altura y cotas) de los reservorios de almacenamiento.

**Cuadro N° 1.25: Características de los Reservorios de almacenamiento**

Reservorio	Volumen (m <sup>3</sup> )	Base	Dimensiones (m)	Altura (m)	Cotas (m.s.n.m.)			
					Fondo	Techo	Niv. de agua	Tub. Ingreso
R-1	550	Circular	15,40	3,45	67,477	71,127	70,527	67,777
R-2	800	Circular	18,50	3,51	67,380	71,190	70,540	67,680
R-3	66	Circular	4,46	4,97	81,180	86,330	85,600	85,900
R-4	24	Rectangular	4,91x3,21	1,70	63,655	65,505	65,155	65,505
R-5	66	Circular	4,50	5,15	70,725	76,055	74,755	75,405

FUENTE: Elaboración propia

### Características de las Unidades de Almacenamiento

#### Reservorio R-1 (Los Tilos de 550 m<sup>3</sup>)

Se encuentra ubicado en la zona denominada Unidad Agropecuaria Los Tilos, a la altura del Km. 1 de la carretera Chancay – Huaral.

Fue construido en el año 1950, es una estructura de concreto armado de 680 m<sup>3</sup> de capacidad, su base circular interior es de 15,40 m de diámetro y su altura de 3,45 m, sus muros son de 0,25m. Volumen útil de 550 m<sup>3</sup> y una altura máxima de agua de 3,05 m.



Según aforos realizados, el caudal de ingreso al reservorio R-1 es de 39,98 Lps, funciona las 24 horas del día.

De acuerdo a su funcionamiento se clasifica como de cabecera, en él se almacenan las aguas provenientes de la planta de tratamiento y de la galería filtrante Quepepampa.

Cuenta con una caseta de válvulas de material noble (muros de albañilería y techo aligerado), las tuberías de ingreso(1), salida(2), rebose y de limpieza(2) son de Fierro Fundido de diámetros 250, 300, 250 y 250 mm respectivamente.

La tubería de rebose se encuentra conectada a la tubería de limpieza descargando directamente a una acequia de riego ubicada a 200 m del reservorio.



Cuenta con cinco válvulas de compuerta de Fierro Fundido, dos de 300 mm y tres de 250 mm, todas en buen estado de funcionamiento, las que corresponden a las tuberías de rebose y limpia se encuentran semi enterradas quedando descubiertos sólo los dados para su accionamiento. No cuenta con macromedidor.

En cuanto a las estructuras del reservorio, éstas se encuentran en estado aceptable excepto el techo, ya que en algunas partes se observa que el concreto se ha separado del acero siendo más notorio a la altura de la tubería de ingreso, por efecto de la separación del cloro gas del agua.

Este reservorio opera las 24 horas del día y abastece también al camión cisterna del municipio que distribuye el agua a los centros poblados de La Candelaria, Pampa Libre, Estrella de la Mañana, Hatillo, Buena Vista, Los Alamos, Miramar y El Pacífico.

### **Reservorio R-2 (Los Tilos de 800 m<sup>3</sup>)**

Se encuentra ubicado dentro de las mismas instalaciones en el que se halla el reservorio R-1, estando protegidos por un cerco perimétrico.

Fue construido en el año 1967. Es una estructura de concreto armado, de 943 m<sup>3</sup> de capacidad, su sección circular tiene las siguientes dimensiones; 18,50 m de diámetro, altura de 3,45 m y espesor de muros de 0,25 m.

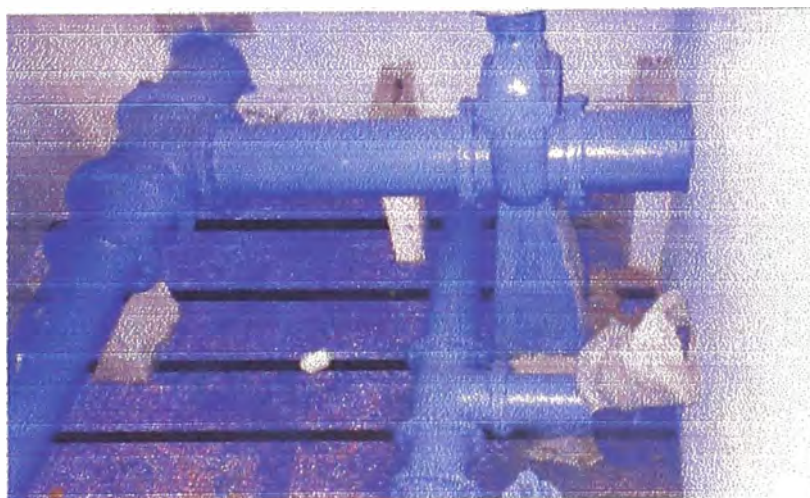
El volumen útil es de 800 m<sup>3</sup> y su altura máxima de agua de 3,16 m.

Según aforos realizados en el reservorio, el caudal de ingreso es de 95,41 Lps.

De acuerdo a su funcionamiento se clasifica como de cabecera; este reservorio almacena las aguas provenientes de las galerías filtrantes Cerro La Culebra y Molino Hospital.



Cuenta con una caseta de válvulas de material noble (muros de albañilería y techo aligerado), las tuberías de ingreso, salida, rebose y de limpieza son de Fierro Fundido de diámetros 300, 400, 250 y 250 mm respectivamente; adicionalmente se instaló una tubería de 250 mm que interconectaba al reservorio R-1 con el propósito de mezclar las aguas, ya que la desinfección sólo se realizaba a la salida de la planta de tratamiento de agua. Actualmente se clora al ingreso del R-2, por lo tanto la tubería de interconexión ha sido cerrada. Las válvulas de compuerta se encuentran en buen estado de funcionamiento. No cuenta con macromedidor.





La tubería de rebose que se encuentra conectada a la tubería de limpieza llegan a un buzón que posteriormente descargan en la acequia de regadío a través de una tubería sin ninguna protección. Este sistema de evacuación deberá ser modificado considerando una caja de rebose con la adecuada protección.

Se cuenta con una caseta de cloración, de muros de ladrillo y techo de eternit, donde se encuentra instalado un sistema de cloración al vacío que consta de un dosificador o clorador, una balanza de 500 kg y un stock de 10 botellas de cloro. La bomba booster, difusor y filtro "Y" se encuentran instalados dentro de la caseta de válvulas.

Este reservorio opera las 24 horas del día y para ello se cuenta con un operador cuya función principal es la de controlar la concentración de cloro residual a la salida de los reservorios R-1 y R-2.

Para efectos de medición de los consumos de agua, se instalaron dos reglas graduadas en los reservorios R-1 y R-2 y se registraron las variaciones de nivel por hora durante cinco días, obteniéndose consumos que varían desde 438,77 a 625,73 m<sup>3</sup>/hr.

### Reservorio R-3 (Juan Velasco de 66 m<sup>3</sup>)

Se encuentra ubicado en el PP.JJ. Juan Velasco Alvarado y abastece a las zonas altas del PP.JJ. Peralvillo (Comité N° 16 y 17). Fue construido en el año 1997.

Es una estructura de concreto armado de 78 m<sup>3</sup>, sección circular con dimensiones internas de 4,46 m de diámetro y 4,97 m de altura, el ancho de sus muros son de 0,20 m y la losa de concreto armado del techo es de 0,18 m de espesor. El volumen útil de almacenamiento es de 66 m<sup>3</sup> y su altura máxima del nivel de agua 4,21 m.

Según aforos realizados, el caudal de ingreso al reservorio es de 4,28 Lps.

De acuerdo a su funcionamiento se clasifica como de cabecera.

Funciona desde las 6:30 a.m. hasta las 12:30 p.m.; a las horas indicadas el operador abre y cierra respectivamente la válvula de la tubería de salida.

No cuenta con una caseta de válvulas, encontrándose éstas fuera del reservorio y enterradas, tampoco tiene escalera para el ingreso al interior, la tapa que cubre el ingreso es de concreto reforzado y de forma rectangular, esta se encuentra colocada encima del ducto y no cuenta con ninguna protección para el ingreso del agua de lluvia al reservorio, la ventilación existente no es la adecuada ya que el ingreso de aire es en forma directa, lo que ocasiona la entrada de partículas al interior del reservorio. No cuenta con cerco perimétrico.



Las tuberías de ingreso, salida, rebose y de limpieza son de material PVC, de diámetros 100, 75, 75 y 75 mm respectivamente.

La tubería de rebose se encuentra conectada directamente a la tubería de distribución de agua y la tubería de limpieza descarga directamente en las inmediaciones del terreno a una distancia de 10 m aproximadamente debido a que no existe ningún buzón de descarga y la red de desagüe más cercana se encuentra a 100 m de distancia.

De la inspección realizada se pudo observar que la válvula de salida presentaba fuga de agua.

#### **Reservorio R-4 (Buenavista de 24 m<sup>3</sup>)**

Se encuentra ubicado en el PP.JJ. Buenavista Alta y abastece a las poblaciones ubicadas en esta misma zona. Fue construido en el año 1984.

Es una estructura de concreto armado, de sección rectangular con un volumen de 27 m<sup>3</sup>, sus dimensiones internas son de 4,91 x 3,21 m y 1,70 m de altura, los muros son de 0,25 m de ancho y la losa de concreto armado del techo es de 0,17 m de espesor. El volumen útil de almacenamiento es de 24 m<sup>3</sup> con una altura máxima de agua de 1,50 m.

Según aforos realizados en el reservorio, el caudal de ingreso es de 8,27 Lps.

De acuerdo a su funcionamiento se clasifica como de cabecera.

Funciona desde las 7:00 a.m. hasta las 6:00 p.m.; a las horas indicadas el operador abre y cierra respectivamente la válvula de la tubería de salida.

No cuenta con caseta de válvulas ni tampoco tiene tuberías de ventilación. Las tuberías de ingreso, salida y rebose son de material PVC, de diámetros 75, 50 y

50 mm respectivamente, la tubería de limpieza es de Fierro Galvanizado de 25 mm de diámetro.

La tubería de rebose descarga directamente a un costado del reservorio no estando conectada al sistema de desagüe ya que la red de desagüe más cercana se encuentra ubicada a 70 m de distancia. No tiene tubería de limpieza. Las válvulas se encuentran en buen estado de funcionamiento, la tapa que cubre el acceso al reservorio no es el adecuado porque no impide el ingreso del agua de lluvia.

Como se puede observar en la siguiente fotografía, no existe un camino de acceso adecuado para llegar al reservorio ya que se tiene que solicitar permiso a una de las viviendas del lugar, debido a que el reservorio se encuentra en la parte posterior de dicha vivienda.

El reservorio no cuenta con cerco perimétrico para su protección.



Reservorio R-4 ubicado en el PP.JJ. Buenavista Alta

### **Reservorio R-5 (Santa Rosa de 66 m<sup>3</sup>)**

Se encuentra ubicado en el PP.JJ. Santa Rosa y abastece a las zonas de Santa Rosa y Alto Miramar. Fue construido en el año 1998.

Es una estructura de concreto armado de 82 m<sup>3</sup> de capacidad, sección circular con dimensiones internas de 4,50 m de diámetro y 5,15 m de altura, el ancho de sus muros son de 0,20 m y la losa de concreto armado del techo de 0,18 m de espesor. El volumen útil de almacenamiento es de 66 m<sup>3</sup> y la altura máxima del nivel de agua 4,13 m.

Según aforos volumétricos realizados, el caudal de ingreso al reservorio es de 8,89 Lps.

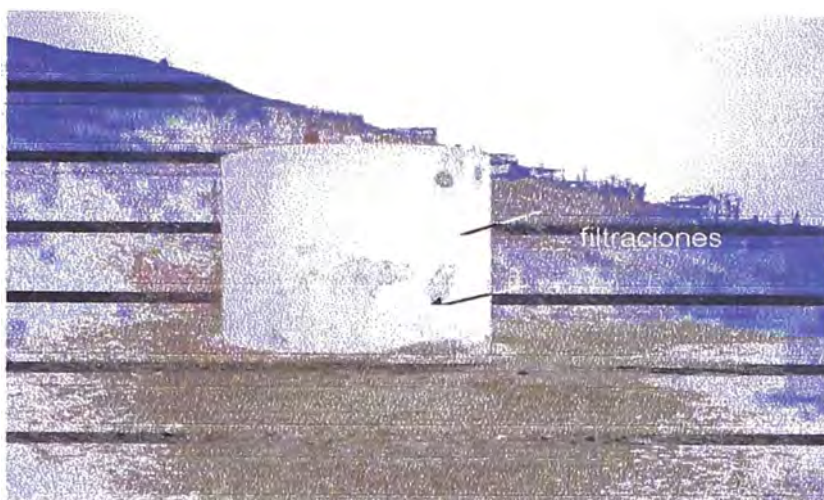
De acuerdo a su funcionamiento se clasifica como de cabecera.

Funciona desde las 6:00 a.m. hasta las 12:00 p.m.; a las horas indicadas el operador abre y cierra respectivamente la válvula de la tubería de salida.

No cuenta con una caseta de válvulas, encontrándose éstas fuera del reservorio y enterradas, tampoco tiene escalera para el ingreso al interior, la tapa que cubre el ingreso es de concreto reforzado y de forma rectangular, ésta se encuentra colocada encima del ducto no contando con ninguna protección para el ingreso del agua de lluvia al reservorio, la ventilación existente no es la adecuada ya que el ingreso de aire es en forma directa, lo que ocasiona la entrada de partículas al interior del reservorio.

El reservorio no cuenta con cerco perimétrico para su adecuada protección.

Como puede observarse en la siguiente fotografía, algunas zonas de las paredes del reservorio se encuentran levemente humedecidas, por lo cual es conveniente que se realice la impermeabilización de estas zonas con los aditivos necesarios.



Las tuberías de ingreso, salida, rebose y de limpieza son de material PVC, de diámetros 100, 75, 75 y 75 mm respectivamente.

La tubería de rebose se encuentra conectada a la tubería de distribución de agua y la tubería de limpieza descarga directamente sobre el terreno aledaño a una distancia de 15 m aproximadamente debido a que no existe ningún buzón de desagüe cercano, encontrándose la red de desagüe a 100 m de distancia.

De la inspección realizada, se pudo observar que las válvulas se encuentran en buen estado de funcionamiento.

#### 1.6.1.1 Calidad del Agua Almacenada

Para garantizar la calidad de agua producida, EMAPA Chancay efectúa periódicamente los análisis físico-químicos y bacteriológicos en los 5 reservorios de almacenamiento, presentándose a continuación la interpretación de los resultados con que cuenta el archivo del área de control de calidad.

## Reservorio R-1

En la unidad de decantación de la planta de tratamiento se realiza la aplicación de cloro (14 Lb/día) para ser mezclado con las aguas provenientes de la galería, llegando al reservorio con 0,90 mg/L de cloro residual en promedio.

Los análisis físico-químicos (turbiedad, pH, conductividad, cloruros, sulfatos, dureza y nitratos) en el Reservorio R-1, exigidos por la SUNASS se realizan trimestralmente en laboratorios externos.

El análisis del contenido de cloro residual se realiza diariamente empleando un equipo comparador y los análisis bacteriológicos (Coliformes fecales y totales) se efectúan mensualmente en el laboratorio de EMAPA HUARAL.

En el Cuadro N° 1.26 se muestran los valores de los parámetros físico-químicos analizados trimestralmente durante el año 2000.

Los parámetros: Turbiedad, pH, Conductividad, Cloruros, Dureza y Nitratos se encuentran dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano, a excepción de Sulfatos que en el primer trimestre sobrepasó ligeramente los límites permisibles, pero en los siguientes trimestres los resultados de los análisis en cuanto a este parámetro estuvieron por debajo de 250 mg/L.

**Cuadro N° 1.26: Análisis Físico-químicos**

### R-1

Parámetro	Trimestre I	Trimestre II	Trimestre III	Trimestre IV	LMP	Unidades
Turbiedad	2,80	3,00	2,20	1,50	5,00	UNT
PH	7,31	7,35	7,70	7,74	6,5 - 8,5	
Conductividad	920,00	920,00	888,00	921,00	1.500,00	µS/cm
Cloruros	67,40	89,00	62,90	93,60	250,00	mg/L
Sulfatos	297,00	246,00	248,20	167,00	250,00	mg/L
Dureza	386,64	424,23	387,20	408,10	500,00	mg/L
Nitratos	-	-	5,90	-	50,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.27 se muestran los valores (mínimos, promedio y máximos) mensuales del análisis de cloro residual efectuados diariamente durante el periodo 2000-2001.

En los reservorios de almacenamiento se recomienda el valor de 0,50 mg/L de cloro residual como mínimo.

**Cuadro N° 1.27: Cloro Residual R-1**

Mes	Cloro Residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Ene-00	1,25	1,30	1,55
Feb-00	0,60	1,41	1,50
Mar-00	1,25	1,48	1,50
Abr-00	1,25	1,49	1,50
May-00	1,00	1,50	1,70
Jun-00	1,00	1,42	1,65
Jul-00	1,00	1,27	1,55
Ago-00	1,10	1,21	1,50
Set-00	1,00	1,10	1,25
Oct-00	0,65	1,15	1,50
Nov-00	0,60	1,15	2,00
Dic-00	0,80	1,39	1,80
Ene-01	1,10	1,41	1,50

FUENTE: EMAPA CHANCAY

Los análisis bacteriológicos se vienen realizando mensualmente a partir de Enero del año 2000 hasta la fecha en el laboratorio de EMAPA HUARAL, de los resultados obtenidos se pudo comprobar la ausencia de contaminación bacteriológica.



## Reservorio R-2

En el Reservorio R-2, la Cloración se realiza mediante un equipo de inyección al vacío siendo la dosificación diaria de 18 Lb/día, para desinfectar las aguas provenientes de las galerías Cerro La Culebra y Molino Hospital.

Los análisis físico-químicos y bacteriológicos efectuados en el Reservorio R-2 se realizaron a partir del mes de Setiembre ya que antes, el agua almacenada en el R-2 pasaba al reservorio R-1 para su desinfección y sólo se realizaban los análisis en éste último.

En el Cuadro N° 1.28 se muestran los valores de los parámetros físico-químicos analizados en los dos últimos trimestres durante el año 2000, encontrándose dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano a pesar de ser un agua muy dura.

**Cuadro N° 1.28: Análisis Físico-químicos R-2**

Parámetro	Trimestre III	Trimestre IV	LMP	Unidades
Turbiedad	1,90	0,88	5,00	UNT
PH	7,81	7,66	6,5 - 8,5	
Conductividad	1.018,00	1.082,00	1.500,00	µS/cm
Cloruros	85,80	124,70	250,00	mg/L
Sulfatos	180,00	-	250,00	mg/L
Dureza	450,10	433,20	500,00	mg/L
Nitratos	7,20	-	50,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.29 se muestran los valores (mínimos, promedio y máximos) mensuales del análisis de cloro residual efectuados diariamente durante el periodo 2000-2001.

**Cuadro N° 1.29: Cloro Residual R-2**

Mes	Cloro Residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Oct-00	0,40	0,65	0,80
Nov-00	0,60	1,20	2,00
Dic-00	0,60	0,79	1,25
Ene-01	0,60	0,70	0,80

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En cuanto a los resultados de los análisis bacteriológicos realizados por la empresa en los meses de Setiembre, Octubre, Diciembre (año 2000) y Enero del 2001 en el laboratorio de EMAPA HUARAL no se encontró contaminación bacteriológica, en todos los meses presenta cero Coliformes fecales y totales

### Reservorio R-3

En el Cuadro N° 1.30 se muestran los valores de los parámetros físico-químicos analizados semestralmente en el Reservorio R-3 durante el año 2000, encontrándose dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano. La característica de esta agua es que es muy dura.

**Cuadro N° 1.30: Análisis Físico-químicos R-3**

Parámetro	Semestre I	Semestre II	LMP	Unidades
Turbiedad	2,75	2,53	5,00	UNT
pH	7,57	-	6,5 - 8,5	
Conductividad	760,00	-	1.500,00	μS/cm
Cloruros	78,10	-	250,00	mg/L
Sulfatos	213,00	151,00	250,00	mg/L
Dureza	428,00	480,00	500,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.31 se muestran los valores (mínimos, promedio y máximos) mensuales del análisis de cloro residual efectuados diariamente a partir del mes de Junio-00.

Las bajas concentraciones de cloro residual se debe a que el cloro se volatiliza por el almacenamiento del agua de un día para otro.

**Cuadro N° 1.31: Cloro Residual R-3**

Mes	Cloro Residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Jun-00	0,10	0,51	0,60
Jul-00	0,10	0,48	0,60
Ago-00	0,30	0,58	0,60
Set-00	0,60	0,60	0,60
Oct-00	0,30	0,55	0,80
Nov-00	0,10	0,57	0,80
Dic-00	0,30	0,53	0,60
Ene-01	0,33	0,55	0,60

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.32 se muestran los valores de los análisis bacteriológicos realizados mensualmente durante el año 2000, se puede observar la presencia de contaminación bacteriológica por coliformes totales en los meses de Setiembre y Octubre. Como medida correctiva se procedió a instalar una tapa sanitaria en la cisterna y una tapa de concreto simple en el reservorio, debido a que no contaban con ningún tipo de protección, también se efectuó la limpieza del reservorio con lo cual se pudo controlar la contaminación en los meses siguientes.

**Cuadro N° 1.32: Análisis bacteriológicos R-3**

Mes	Coliformes totales (N°de colonias/100ml)	Coliformes fecales (N°de colonias/100ml)
Ago-00	0	0
Set-00	40	0
Oct-00	2	0
Dic-00	0	0

FUENTE: EMAPA CHANCAY

## Reservorio R-4

En el Cuadro N° 1.33 se muestran los valores de los parámetros físico-químicos analizados semestralmente durante el año 2000, encontrándose dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano.

**Cuadro N° 1.33: Análisis Físico-químicos R-4**

Parámetro	Semestre I	Semestre II	LMP	Unidades
Turbiedad	2,70	2,00	5,00	UNT
PH	7,54	7,86	6,5 - 8,5	
Conductividad	770,00	966,00	1.500,00	μS/cm
Cloruros	85,20	94,00	250,00	mg/L
Sulfatos	228,00	93,00	250,00	mg/L
Dureza	422,40	410,00	500,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.34 se muestran los valores (mínimos, promedio y máximos) mensuales de cloro residual encontrados en los muestreos efectuados diariamente durante el año 2000.

Las bajas concentraciones de cloro residual se debe a que el cloro se volatiliza por el almacenamiento del agua de un día para otro.

**Cuadro N° 1.34: Cloro Residual R-4**

Mes	Cloro Residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Jun-00	0,30	0,56	0,60
Jul-00	0,10	0,50	0,60
Ago-00	0,30	0,60	0,60
Set-00	0,60	0,60	0,60
Oct-00	0,30	0,58	1,00
Nov-00	0,10	0,57	1,00
Dic-00	0,30	0,50	0,60
Ene-01	0,30	0,55	0,60

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En cuanto a los resultados de los análisis bacteriológicos realizados por la empresa en los meses de Mayo, Agosto, Setiembre, Diciembre (año 2000) y Enero del 2001 en el laboratorio de EMAPA HUARAL no se encontró

contaminación bacteriológica, en todos los meses presenta cero Coliformes fecales y totales.

### Reservorio R-5

En el Cuadro N° 1.35 se muestran los valores de los parámetros físico-químicos analizados en el Reservorio R-5 durante el año 2000, encontrándose dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano.

Sólo se tienen resultados del segundo semestre ya que este reservorio empezó a operar a partir del mes de Julio del 2000.

**Cuadro N° 1.35: Análisis Físico-químicos R-5**

Parámetro	Semestre II	LMP	Unidades
Turbiedad	2,40	5,00	UNT
PH	7,88	6,5 - 8,5	
Conductividad	963,00	1.500,00	μS/cm
Cloruros	96,40	250,00	mg/L
Sulfatos	100,80	250,00	mg/L
Dureza	412,20	500,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.36 se muestran los valores (mínimos, promedio y máximos) mensuales de cloro residual efectuados diariamente durante el año 2000.

**Cuadro N° 1.36: Cloro Residual R-5**

Mes	Cloro Residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Ago-00	0,30	0,60	0,60
Set-00	0,60	0,60	0,60
Oct-00	0,30	0,49	0,60
Nov-00	0,30	0,50	0,60
Dic-00	0,30	0,60	0,60
Ene-01	0,30	0,55	0,60

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En cuanto a los resultados de los análisis bacteriológicos realizados por la empresa en los meses de Agosto, Setiembre, Diciembre (año 2000) y Enero del 2001 en el laboratorio de EMAPA HUARAL no se encontró contaminación bacteriológica. En todos los meses presenta cero Coliformes fecales y totales

### 1.6.2 Líneas de Aducción

Son las tuberías que conducen las aguas desde los dos reservorios principales de almacenamiento R-1 y R-2 ubicados en Los Tilos hasta el punto donde empieza la red de distribución.

El sistema cuenta con dos tuberías de aducción cuyas características se muestran a continuación en el Cuadro N° 1.37

**Cuadro N° 1.37: Líneas de aducción**

Tramo	Material	Clase de tubería	Diámetro (mm)	Longitud (m)	Año de instalación
P - 3	C.R.	-	250	957,88	1950
P - 1	C.R.	-	400	1.364,11	1967
	A.C.	A-7.5	300	50,00	1967

P: se antepone al número de tramo asignado en la simulación hidráulica

Como se puede observar en el cuadro anterior, la línea de aducción de 250 mm tiene una antigüedad mayor a cuarenta y cinco años, habiendo sobrepasado su vida útil que es de 40, por lo cual es conveniente realizar calicatas y extracción de muestras de tuberías para determinar el estado real en que se encuentran y según el resultado obtenido programar su cambio si fuese necesario.

### 1.6.3 Cisternas de Bombeo y Líneas de Impulsión

Se cuenta con tres cisternas de bombeo ubicadas en las localidades de Juan Velasco, Buenavista Alta y Santa Rosa, las cuales mediante sus respectivas tuberías de aducción e impulsión abastecen a los reservorios de almacenamiento R-3, R-4 y R-5.

Las principales características de las tres cisternas de bombeo (volumen útil, dimensiones y cotas) y líneas de impulsión (material, diámetro, longitud y edad) se muestran en los Cuadros N° 1.38 y N° 1.39 respectivamente.

**Cuadro N° 1.38: Características de las cisternas de bombeo**

Cisterna	Volumen (m <sup>3</sup> )	Base	Dimensiones (m)	Altura (m)	Estado actual	Cotas (m.s.n.m.)			
						Fondo	Techo	Niv.de agua	Tub. Ingreso
C-1	11,40	Rectangular	3,11x2,12	1,98	Bueno	41,759	43,939	43,489	43,639
C-2	7,20	Circular	2,70	1,44	Bueno	36,790	38,410	38,050	38,160
C-3	22,40	Rectangular	3,07x3,58	2,38	Bueno	33,328	35,908	35,368	35,458

C-1 : Cisterna de bombeo Juan Velasco

C-2 : Cisterna de bombeo Buenavista Alta

C-3 : Cisterna de bombeo Santa Rosa

**Cuadro N° 1.39: Líneas de impulsión**

Tramo	Material	Clase de tubería	Diámetro (mm)	Longitud (m)	Año de instalación
C-1 - R-3	PVC	A-7.5	75	358	1997
C-2 - R-4	PVC	A-7.5	90	125	1996
C-3 - R-5	PVC	A-7.5	90	165	1998

FUENTE: Elaboración propia

### 1.6.3.1 Cisterna Juan Velasco (C-1)

#### Obras Civiles

La caseta de bombeo es una estructura de concreto armado construida en el año 1997, la cual se encuentra en buenas condiciones, ubicada sobre la cisterna encontrándose esta última por debajo del nivel del terreno.

La cisterna es una estructura de concreto armado de 13,05 m<sup>3</sup> de volumen, con base rectangular de 3,11x2,12 m y altura de 1,98 m; sus muros son de 0,15 m de espesor.

El volumen útil es de 11,40 m<sup>3</sup> y la altura máxima de agua de 1,73 m.

De los aforos realizados se determinó que el caudal de ingreso a la cisterna es de 2,74 Lps.

## Instalaciones Hidráulicas

La tubería de ingreso a la cisterna es de material PVC de 63 mm (2") de diámetro, la tubería de rebose de material PVC es de 63 mm de diámetro y se encuentra conectada directamente a la red de desagüe. Es conveniente la construcción de una caja de rebose que impida el contacto directo entre la tubería de rebose y la red de desagüe.

No cuenta con tubería de limpieza por lo cual, ésta operación se tiene que realizar manualmente con ayuda de baldes.

El equipo de bombeo está compuesto por una electrobomba de eje horizontal marca Hidrostal de 20 HP de potencia, la misma que abastece al reservorio R-3 a través de una línea de impulsión de 358 m de longitud y 75 mm de diámetro (PVC).

Las características de la electrobomba así como los diámetros de succión y descarga se muestran en el Cuadro N° 1.40

**Cuadro N° 1.40: Características de la Electrobomba de Juan**

### Velasco

Marca	Modelo	Potencia	RPM	Caudal (Lps)		Diámetro (pulg)		Estado actual
				Diseño	Operación	Succión	Descarga	
Hidrostal	40-200-1-D385-E5 3M42-20-36	20 HP	3540	10,00	4,28	3	2 1/2	Bueno

El horario de funcionamiento de la bomba es: Lunes a Viernes de 6:00 a.m. a 12:30 p.m. y Sábados y Domingos de 6:00 a.m. a 2:00 p.m.

Se ha observado que la línea de impulsión ha sufrido rotura en dos oportunidades en no menos de 60 días, esto puede estar ocasionándose debido al golpe de ariete que se genera ya que la altura dinámica total en el punto más bajo es de 40,50 m sin considerar la sobrepresión que se genera por el encendido y apagado de la electrobomba. Por lo tanto, es conveniente la



instalación de una válvula de alivio de presión en la línea de descarga, para que se accione cuando la presión sea mayor a los 50 m de columna de agua.

### **Sistema Eléctrico**

La alimentación eléctrica es trifásica y se realiza desde un transformador ubicado a una distancia de 50 m de la caseta pero no es de uso exclusivo para la estación de bombeo sino que abastece de energía eléctrica a la zona de Juan Velasco.

El tablero eléctrico funciona en estado manual y automático, sus dimensiones son de 0,40x0,50 m y se encuentra ubicado a una altura de 1,29 m. Su funcionamiento se realiza en forma automática de acuerdo a los niveles máximo y mínimo de agua en la cisterna y reservorio a través de electrodos de nivel instalados; el encendido y apagado a las 6 a.m. y 12:30 p.m. se realiza manualmente.

#### **1.6.3.2 Cisterna Buenavista Alta (C-2)**

### **Obras Civiles**

La caseta de bombeo es una estructura de concreto armado construida en el año 1984, la cual se encuentra en buenas condiciones, ubicada sobre la cisterna encontrándose esta última por debajo del nivel del terreno.

La cisterna es una estructura de concreto armado de 13,05 m<sup>3</sup> de volumen, con base circular de 2,70 m de diámetro y altura de 1,44 m; sus muros son de 0,15 m de espesor. El volumen útil es de 7,20 m<sup>3</sup> y la altura máxima de agua de 1,26 m. De los aforos realizados se determinó el caudal de ingreso a la cisterna de 2,98 Lps.

## Estructuras Hidráulicas

La tubería de ingreso a la cisterna es de material PVC de 63 mm (2") de diámetro, la tubería de rebose de material PVC es de 63 mm de diámetro y se encuentra conectada a una caja de concreto y desde ella descarga hacia la red de desagüe. Es conveniente la construcción de una caja de rebose que impida un contacto directo entre la tubería de rebose y la red de desagüe.

No cuenta con tubería de limpieza por lo cual, ésta operación se tiene que realizar manualmente con ayuda de baldes.

El equipo de bombeo está compuesto por una electrobomba de eje horizontal marca Hidrostal de 5,7 HP de potencia, la misma que abastece al reservorio R-4 a través de una línea de impulsión de 125 m de longitud y 90 mm de diámetro (PVC). Las características de la electrobomba así como los diámetros de succión y descarga se muestran en el Cuadro N°1.41

**Cuadro N° 1.41: Características de la Electrobomba de Buenavista**

### Alta

Marca	Modelo	Potencia	RPM	Caudal (Lps)		Diámetro (pulg)		Estado actual
				Diseño	Operación	Succión	Descarga	
Hidrostal	B 1 1/2 x 2 - 5,7T	5,7 HP	3500	5,00	8,27	2	2	Bueno

El horario de funcionamiento de la bomba es de 7:00 a.m. a 6:00 p.m. de Lunes a Domingo.

## **Sistema Eléctrico**

La alimentación eléctrica es trifásica desde un punto de la red de distribución de la zona de Buenavista Alta hasta la estación de bombeo.

El tablero eléctrico funciona en estado manual y automático, sus dimensiones son de 0,40x0,50 m y se encuentra ubicado a una altura de 1,41 m. Su funcionamiento se realiza en forma automática de acuerdo a los niveles máximo y mínimo de agua en la cisterna y reservorio a través de electrodos de nivel instalados; el encendido y apagado a las 7:00 a.m. y 6:00 p.m. se realiza manualmente.

### **1.6.3.3 Cisterna Santa Rosa (C-3)**

## **Obras Civiles**

La caseta de bombeo es una estructura de concreto armado construida en el año 1998, la cual se encuentra en buenas condiciones, ubicada sobre la cisterna encontrándose esta última por debajo del nivel del terreno.

La cisterna es una estructura de concreto armado de 26,16 m<sup>3</sup> de volumen, con base rectangular de 3,58x3,07 m y altura de 2,38 m, sus muros son de 0,15 m de espesor. El volumen útil es de 22,40 m<sup>3</sup> y la altura máxima de agua de 2,04 m. De los aforos realizados el caudal de ingreso a la cisterna es de 3,54 Lps.

## **Estructuras Hidráulicas**

La tubería de ingreso a la cisterna es de material PVC de 90 mm (3") de diámetro, la tubería de rebose de material PVC es de 63 mm de diámetro y se encuentra conectada a una caja de concreto y desde ella descarga hacia la red de desagüe. Es conveniente construir una caja de rebose que impida un contacto directo entre la tubería de rebose y la red de desagüe.

No cuenta con tubería de limpieza por lo cual, ésta operación se tiene que realizar manualmente con ayuda de baldes.

El equipo de bombeo está compuesto por una electrobomba de eje horizontal marca Hidrostral de 20 HP de potencia, la misma que abastece al reservorio R-5 a través de una línea de impulsión de 165,50 m de longitud y 90 mm de diámetro (PVC). En el acople del eje se encontró una fuga de agua.

Las características de la electrobomba así como los diámetros de succión y descarga se muestran en el Cuadro N° 1.42

**Cuadro N° 1.42: Características de la Electroboomba de Santa**

**Rosa**

Marca	Modelo	Potencia	RPM	Caudal (Lps)		Diámetro (pulg)		Estado actual
				Diseño	Operación	Succión	Descarga	
Hidrostral	40-200-1-D385-E5 3R-M42-020-3	20 HP	3540	10,00	8,89	3	3	Bueno

El horario de funcionamiento de la bomba es de Lunes a Domingo de 6:30 a.m. a 12:00 p.m.

**Sistema Eléctrico**

La alimentación eléctrica es trifásica y se realiza desde un transformador ubicado a una distancia de 50 m de la caseta pero no es de uso exclusivo para la estación de bombeo sino que abastece de energía eléctrica a la zona de Santa Rosa.

El tablero eléctrico funciona en estado manual y automático, sus dimensiones son de 0,40x0,55 m y se encuentra ubicado a una altura de 1,32 m. Su funcionamiento se realiza en forma automática de acuerdo a los niveles máximo y mínimo de agua en la cisterna y reservorio a través de electrodos de nivel instalados; el encendido y apagado a las 6:30 a.m. y 12:00 p.m. se realiza manualmente.

#### 1.6.4 Redes de Distribución de Agua Potable

El sistema de distribución de agua potable de la ciudad de Chancay, cuenta con una extensión total de 40.536,43 m de tubería instalada a partir del año 1947, en diámetros que van desde 50 hasta 300 mm en diferentes materiales (Asbesto Cemento, Concreto Reforzado, Fierro Fundido y PVC).

No se han considerado como tuberías de distribución aquellas que tienen diámetros menores a los 50 mm, éstas existen en gran cantidad en las zonas de Santa Rosa, Juan Velasco y los Comités N° 8, 9, 10, 14 y 16 de Peralvillo con diámetros hasta de 25 mm.

Las zonas que no cuentan con redes de agua potable son los AA.HH. de Los Alamos, Miramar y La Soledad.

El AA.HH. Juan Velasco cuenta con un sistema propio de abastecimiento (pozo artesiano y reservorio apoyado), pero por encontrarse dentro de la zona urbana de Chancay deberían integrarse al sistema de agua que administra Emapa Chancay.

##### 1.6.4.1 Tuberías

#### **Tuberías Matrices**

Están constituidas por tuberías que tienen un diámetro de 150 hasta 300 mm, alcanzando una longitud total de 14.617,70 ml de tubería distribuidas de acuerdo a diámetros y materiales variables. Se han encontrado tuberías que han sido instaladas con una antigüedad mayor a 50 años especialmente las de Fierro Fundido.

Como se puede observar en el Cuadro N° 1.43, éstas han sobrepasado su vida útil que es de 40, por lo tanto es conveniente realizar calicatas y extracción de muestras de las tuberías para determinar el estado real en que se encuentran y según el resultado obtenido programar su cambio si fuese necesario.

Las pérdidas que se ocasionan en el sistema también son debido a la antigüedad de las tuberías, como se ha podido observar en la primera cuadra del Jr. Ayacucho, donde se encontró la tubería de 250 mm presentando una fisura que ocasionaba una pérdida considerable. Esta detección se produjo ocasionalmente cuando se realizaba el cambio de colectores en la calle mencionada anteriormente, ya que este tipo de fugas en la red no se puede notar porque el suelo de la ciudad de Chancay es muy permeable (conformado por grava y arena) y no se observa el asentamiento del terreno salvo que la tubería se encuentre superficialmente.

También se ha observado que se instalan conexiones domiciliarias desde las tuberías principales lo que no es recomendable ya que le disminuye la presión al sistema.

**Cuadro N° 1.43: Tuberías matrices**

Diámetro (mm)	Material	Año de instalación	Longitud (m)
300	F.F.	1947	1.465,02
250	F.F.	1947	126,57
250	C.R.	1955	859,36
250	A.C.	1965	1.912,69
200	F.F.	1947	898,42
200	A.C.	1965	3.861,31
150	F.F.	1947	724,94
150	A.C.	1965	4.311,14
150	PVC	1994	458,25
Total			<b>14.617,70</b>

FUENTE: Elaboración propia

## Tuberías Secundarias

Están constituidas por aquellas tuberías con diámetros comprendidos entre 50 y 100 mm, lo cual hacen una longitud total de 25.918,73 ml de tubería, distribuidas de acuerdo a diámetros y materiales diferentes según se muestra en el Cuadro N° 1.44

**Cuadro N° 1.44: Tuberías secundarias**

Diámetro (mm)	Material	Año de instalación	Longitud (m)
100	F.F.	1947	624,82
100	A.C.	1965	10.533,21
100	PVC	1994	1.388,29
75	PVC	1994	1.216,03
75	A.C.	1965	3.740,78
50	PVC	1994	8.415,60
Total			<b>25.918,73</b>

FUENTE: Elaboración propia

Según información proporcionada por el área de mantenimiento de la empresa, las zonas donde se producen con mayor frecuencia rotura de tuberías se dan en las siguientes calles:

Calle Mayor Ruiz, entre las Calles López de Zúñiga y 1<sup>ro</sup> de Mayo (tubería de A.C. de 100 mm).

Calle Alberto de las Casas, entre López de Zúñiga y 1<sup>ro</sup> de Mayo (tubería de A.C. de 100 mm).

Av. El Progreso, entre la Calle Huaraz y la Av. Roosevelt (tubería A.C. de 100 mm).

Av. San Martín, a la altura de las cuadras N° 2 y 5 (tubería A.C. 150 mm).

Calle Belén, entre las Calles Tnte. Pringles y V. Andrés Belaunde (tubería A.C. 100 mm).

Prolong. 1<sup>ro</sup> de Mayo (tubería A.C. 100 mm).

Av. Roosevelt, entre las Av. Alcatraz y Las Canarias (tubería A.C. 150 mm).

Estas tuberías de A.C. (100 y 150 mm de diámetro), que tienen una antigüedad de aproximadamente 40 años son las que sufren constantemente roturas debido a la poca profundidad (0,60 - 0,80 m) a la que se encuentran, éstas son cambiadas por tuberías del mismo material.

#### 1.6.4.2 Válvulas de Compuerta

De la inspección de válvulas de compuerta de Fierro Fundido, se ha podido establecer que de las 100 válvulas encontradas, 32 se encuentran trabajando completamente abiertas, 13 cerradas, 25 reguladas y 30 se encuentran inoperativas.

En el Cuadro N° 1.45 se muestra el número de válvulas por diámetros clasificadas según su estado de funcionamiento (abierta, cerrada, regulada e inoperativa).

**Cuadro N° 1.45: Estado de funcionamiento de válvulas**

Diámetro (mm)	N° de Válvulas			
	Abierta	Cerrada	Regulada	Inoperativa
50	1			
75	8	1	2	1
100	14	7	9	23
150	4	5	4	2
200	5		5	2
250			5	1
300				1
<b>Total</b>	<b>32</b>	<b>13</b>	<b>25</b>	<b>30</b>



### 1.6.4.3 Conexiones Domiciliarias de Agua Potable

El agua potable es distribuida a la población de Chancay mediante un total de 6.113 conexiones domiciliarias instaladas; de las cuales 4.649 se encuentran activas y 1.464 cerradas, según la información obtenida de EMAPA CHANCAY al mes de Diciembre del 2000, se clasifican según categorías: Doméstico, Comercial e Industrial y por su condición: con o sin medición, según se muestra a continuación en el Cuadro N° 1.46

**Cuadro N° 1.46: Número de conexiones por categorías**

Doméstico		Comercial		Industrial	
N° Conex. total: 4.171		N° Conex. total: 466		N° Conex. Total: 12	
c/medidor	s/medidor	c/medidor	s/medidor	c/medidor	s/medidor
253	3.918	41	425	1	11

FUENTE: EMAPA CHANCAY-Area Comercial

Se llevó a cabo la verificación de las 1.464 conexiones consideradas como cerradas según el padrón de usuarios, y los resultados que se obtuvieron se muestran en el cuadro siguiente:

Conexiones con servicio		Conexiones sin servicio		No Ubicadas
Habitadas	No habitadas	Habitadas	No habitadas	
439	60	327	347	291

Como se puede observar existen 439 conexiones que encontrándose en estado cerrado están utilizando el servicio de agua sin costo alguno; las conexiones sin servicio (347 no habitadas) y las 291 no ubicadas deberían ser depuradas del padrón.

Las 327 viviendas sin servicio y habitadas deben ser investigadas por el área comercial ya que de alguna manera están usando el servicio.

En la siguiente foto se muestra una conexión domiciliar de agua potable con medidor en estado inoperativo, requiriéndose la limpieza del interior de la caja que se encuentra llena de desechos.

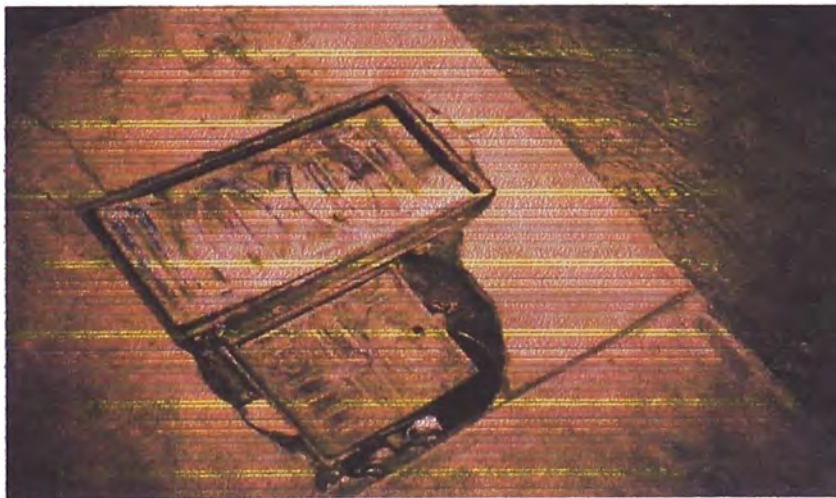


Conexión Domiciliaria de Agua Potable

Se realizó la evaluación de las cajas domiciliarias de agua potable que de acuerdo al estado de sus respectivas tapas se clasificaron en: sin tapa, tapa malograda y tapa en buen estado.

Del total de conexiones domiciliarias (6.113) con servicio y cerradas (según el padrón de usuarios), se ubicaron 3.127, mostrándose el estado de dichas conexiones en el siguiente cuadro resumen:

Estado	Nº conex
Sin tapa	691
Tapa malograda	376
Tapa en buen estado	2.060
Total ubicadas	3.127



Caja de conexión domiciliaria con tapa de Fierro Fundido

También se realizó la evaluación del estado de las cajas domiciliarias de agua en las 295 conexiones con medidor, encontrándose 46 cajas sin marco y tapa y alrededor de 20 conexiones que no tienen losa de concreto, según se muestra a continuación:

Total de conex. con medidor	Estado de la caja		Estado del marco y tapa	
	Con losa	Sin losa	c/ marco y tapa	s/ marco y tapa
295	275	20	249	46

#### 1.6.4.4 Calidad del Agua Distribuida

El muestreo se basa en la sectorización del sistema de distribución, el cual consta de cuatro sectores que son evaluados.

Los análisis físico-químicos (pH, turbiedad, conductividad, dureza, cloruros, sulfatos y nitratos) exigidos por la SUNASS se realizan trimestralmente en laboratorios externos.

En las redes de distribución, el análisis del contenido de cloro residual se realiza diariamente por el personal encargado del área de control de calidad de EMAPA CHANCAY empleando un equipo colorimétrico digital portátil.

Los análisis bacteriológicos (Coliformes fecales y totales) se efectúan mensualmente en el laboratorio de EMAPA HUARAL.

En el Cuadro N° 1.47 se muestran los resultados trimestrales de los análisis físico-químicos efectuados en las redes de distribución durante el año 2000, en la cual se puede observar que todos los valores se encuentran dentro de los límites permisibles recomendados para agua de consumo humano, a excepción de la concentración de Sulfatos sólo en el primer trimestre que sobrepasa ligeramente los 250 mg/L y la dureza que presenta siendo ésta muy elevada.

**Cuadro N° 1.47: Análisis físico-químicos en Redes de distribución**

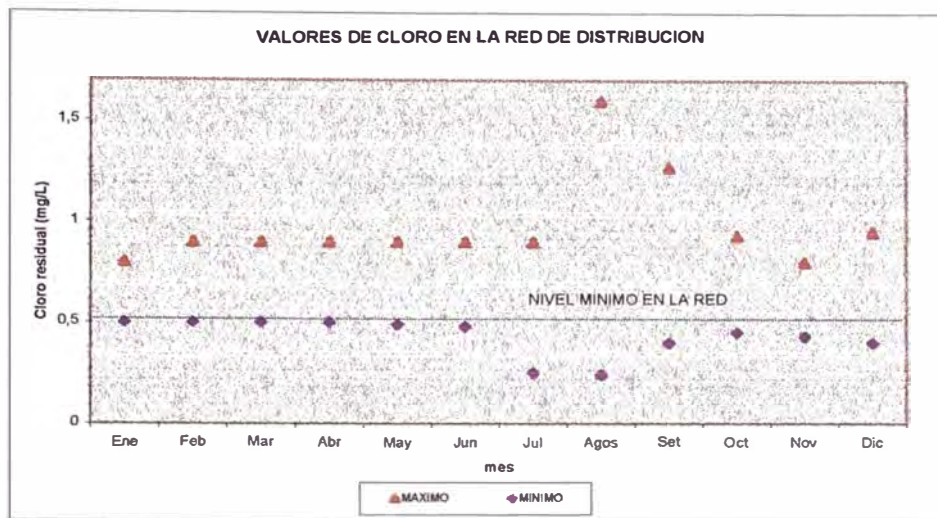
Parámetro	Trimestre I	Trimestre II	Trimestre III	Trimestre IV	LMP	Unidades
Turbiedad	3,35	2,90	1,22	1,01	5,00	UNT
pH	7,26	7,88	7,90	7,90	6,5 - 8,5	
Conductividad	850,00	962,50	933,00	924,00	1.500,00	μS/cm
Cloruros	76,30	83,50	95,00	95,71	250,00	mg/L
Sulfatos	253,82	227,26	143,03	-	250,00	mg/L
Dureza	388,43	408,12	454,21	393,13	500,00	mg/L

FUENTE: EMAPA CHANCAY

En el Cuadro N° 1.48, se muestran los valores mínimos, promedio y máximos mensuales de cloro residual obtenidos de los análisis diarios efectuados en las redes de distribución durante el año 2000. Estos valores se pueden apreciar también en el Gráfico N° 1-5.

**Cuadro N° 1.48: Cloro residual en Redes de distribución**

Mes	Cloro residual (mg/L)		
	mínimo	promedio	máximo
Ene-00	0,50	0,61	0,80
Feb-00	0,50	0,72	0,90
Mar-00	0,50	0,66	0,90
Abr-00	0,50	0,66	0,90
May-00	0,49	0,66	0,90
Jun-00	0,48	0,66	0,90
Jul-00	0,25	0,66	0,90
Ago-00	0,24	0,71	1,60
Set-00	0,40	0,68	1,27
Oct-00	0,45	0,64	0,93
Nov-00	0,43	0,59	0,80
Dic-00	0,40	0,67	0,95

**Gráfico N° 1-5: Cloro residual en Redes de distribución**

En el Cuadro N° 1.49 se muestran los valores de los análisis bacteriológicos realizados mensualmente durante el año 2000-2001, en la que se puede observar la presencia de contaminación bacteriológica por coliformes totales en el mes de Setiembre.

Como medida correctiva por parte de EMAPA Chancay, se procedió a realizar las purgas en el sector de distribución comprometido, luego de ello se tomaron las muestras correspondientes no presentándose a la fecha ningún tipo de contaminación en las redes de distribución.

**Cuadro N° 1.49: Análisis Bacteriológicos en Redes**

Mes	Coliformes totales (N°de colonias/100ml)	Coliformes fecales (N°de colonias/100ml)
Ene-00	0	0
Feb-00	0	0
Mar-00	0	0
Abr-00	0	0
May-00	0	0
Jun-00	0	0
Jul-00	0	0
Ago-00	0	0
Set-00	8	0
Oct-00	0	0
Dic-00	0	0
Ene-01	0	0

FUENTE: EMAPA CHANCAY

### 1.6.5 Simulación Hidráulica

Para el cálculo hidráulico se utilizó el programa de cálculo CYBERNET, que trabaja en el entorno AUTOCAD R14, el cual utiliza los fundamentos de KYPIPE desarrollados por Don J. Wood en la Universidad de Kentucky, Lexington E.E.U.U.

El cálculo se ha realizado para la red de Chancay integralmente considerando tuberías de diámetro igual o mayor a 50 mm, se ha tratado de considerar en el cálculo la totalidad de las tuberías pero no es posible debido a que existe una gran cantidad de tubería menor a 50 mm, especialmente en la zona de El Puerto, Santa Rosa, Peralvillo y El Cascajo.

De acuerdo a la información referente a la operación del sistema actual proporcionada por EMAPA CHANCAY, se definen cuatro sectores de abastecimiento independientes con su respectivo sistema de almacenamiento, considerando tres fuentes de abastecimiento y tres sistemas de bombeo.

Para la simulación de las bombas han sido necesarias realizar mediciones de flujo y la información de la curva de las bombas que cuenta en su poder la empresa. Con estos valores se empezó el cálculo y fueron luego ajustados para que el caudal de entrada en los reservorios. Los valores de inicio del cálculo son:

Bomba	Altura (m)	Caudal (Lps)
PMP-1	46,50	4,30
PMP-3	33,00	8,50
PMP-2	54,00	6,80

La información proporcionada por la empresa sirvió para definir los sectores de abastecimiento del modelo hidráulico, estableciéndose la demanda por los siguientes factores:



- La zonificación del Desarrollo Urbano, conforme al plano actualizado de la ciudad de Chancay.
- Las densidades de estos sectores.
- Los sectores de abastecimiento de los distintos reservorios a estas zonas.

#### 1.6.5.1 Modelación de la Red

Se establecieron tres modelos hidráulicos para los años 2000, 2010 y 2025 respectivamente, considerando el estado actual de las redes, también se ha realizado una simulación considerando que se realizarán algunas medidas como el empalme de los circuitos que se encuentran abiertos y el cambio de tuberías que han sobrepasado el tiempo de vida útil.

Las simulaciones se han realizado para un periodo extendido de 24 horas, que nos refleja un comportamiento real del sistema.

En la simulación hidráulica para el año 2000 se han considerado los caudales de ingreso por cada hora al sistema, obtenido de las mediciones realizadas en los reservorios de Los Tilos R-1y R-2. Los factores horarios han sido introducidos en cada uno de los nudos a través de las herramientas con que cuenta el programa utilizado. Ya que la distribución de demandas en los nudos se ha realizado con el caudal promedio

con servicio porque la cota del terreno está por encima de los reservorios de almacenamiento. Para tener un mayor conocimiento de ésta problemática, se ha procedido a la medición de presiones en 14 puntos de la red de distribución cuyos resultados se muestran en el Cuadro N° 2.01

**Cuadro N°2.01: Medición de presiones en la red de distribución**

Nro. de punto	Ubicación	Diámetro (mm)	Presión (m H <sub>2</sub> O)	Observación
1	Aldea Campesina	100	1,00	Presión baja
2	Mario Bardeli N° 255	100	2,00	Presión baja
3	Belén Mz. N - Lt 9	75	6,50	Presión baja
4	Pje. Olivar N° 166	150	9,00	Presión baja
5	López de Zufiga N° 584	200	8,50	Presión baja
6	Roosvelt N° 574	250	21,00	Presión alta
7	Roosvelt N° 190	200	18,00	Presión alta
8	Canarias alt. Of. Sindicato Pesquero	150	15,50	Presión alta
9	La Puntilla	50	20,00	Presión alta
10	Buenos Aires	50	16,00	Presión alta
11	Mz. K2 - Lt 1 Peralvillo	100	7,00	Presión baja
12	Mz. E4 - Lt 10 Peralvillo	50	14,00	Presión admisible
13	A.A.H.H. Miguel Grau Mz. E - Lt 46	50	2,00	Presión baja
14	A.A.H.H. Los Alamos	50	0,00	No llega agua durante el día

FUENTE: Elaboración propia





Toma de presiones en la red de distribución realizada en el Pje. Olivar Nº166 – Chancay Pueblo

Las labores de reparación en el caso de rotura de tuberías (líneas de conducción, aducción y redes), así como la purga de las redes a través de siete válvulas instaladas en el año 1999 y 2 grifos contra incendio, estos puntos se encuentran ubicados en la zona de la Urbanización San Francisco Calle Teniente Oyague y Pedro Dulanto, Urbanización Andrés de Los Reyes, Calle 1ro. de Mayo, Calle Mercado Este, Av. Las Canarias (Puerto), Av. San Martín (Peralvillo), AA.HH. Miguel Grau Las Salinas.

**CAPÍTULO III    CRITERIOS GENERALES CONSIDERADOS  
EN EL DIAGNOSTICO**

## **1 GENERALIDADES**

Los principales criterios para el diseño de los sistemas de agua potable son: la situación actual del sistema, la población y la demanda.

En el Diagnóstico de los Servicios se ha establecido con amplitud y detalle la situación actual de cada componente del sistema; así como la población actual y su proyección en el horizonte de estudio.

Por otro lado, en el estudio de la Demanda y el balance Oferta-Demanda, se ha calculado la Demanda actual y su proyección para todo el período de análisis por categorías (doméstico, comercial e industrial); así como el Déficit para cada componente del sistema.

Para definir los anteproyectos de ingeniería, se resumirán estos criterios generales ya establecidos complementándose algunos parámetros de diseño.

## **2 POBLACIÓN**

Se usará la población actual y su proyección en el horizonte de estudio, según se ha definido en el Diagnóstico de los Servicios.

### **DESARROLLO URBANO**

Los criterios de desarrollo urbano que se han establecido por las municipalidades en cuanto al uso actual del suelo, niveles socioeconómicos y proyecciones del desarrollo urbano serán los que regirán la ubicación física de la población y demanda en el horizonte del estudio.

### **SITUACIÓN AMBIENTAL Y VULNERABILIDAD**

Los resultados y recomendaciones de los estudios de Diagnóstico Ambiental y de Vulnerabilidad incluidos en el Diagnóstico de los Servicios serán

considerados en el análisis y determinación de las alternativas que se propongan.

## **DEMANDA**

Las demandas a considerar para cada componente del sistema de abastecimiento de agua durante el horizonte de planificación, son los establecidos en el estudio de la Demanda y determinación del balance Oferta-Demanda (Déficit).

En el estudio, se han establecido valores para:

### **a) Demanda Promedio Neta**

Para cada año del horizonte de planificación, se ha determinado la demanda promedio neta total; así como su desagregación en consumos doméstico, comercial, industrial y no conectado, comprendiendo su evolución en el tiempo en cuanto a cobertura de servicio y de micromedición.

### **b) Demanda Promedio Total**

Se ha determinado la demanda promedio total en base a los valores de la demanda promedio neta y en la determinación de las pérdidas para todo el horizonte de planificación.

La determinación de las pérdidas originadas por fugas técnicas y accidentales, sub-registro de medidores y otros usos se han hecho en base a los criterios guía establecidos en el estudio; las mediciones realizadas con medidores testigo, su observación directa y experiencia; los datos proporcionados por el área comercial de la empresa; las condiciones de cada componente (edad, estado, mantenimiento, presiones, vulnerabilidad); así como el efecto de proyectos en ejecución o que se ejecutarán.

### **c) Demanda Máxima Diaria y Demanda Máxima Horaria**

En base a la reglamentación vigente y a los resultados obtenidos en el Diagnóstico de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Chancay, se han establecido los coeficientes de variaciones del consumo,

referidos al promedio diario anual de la demanda o demanda promedio total; que para el presente análisis alcanzan los siguientes valores:

Coeficiente de variación diaria  $K_1 = 1,3$

Coeficiente de variación horaria:  $K_2$  en el rango de:

$K_2 = 1,8$  para poblaciones mayores ( $> 5.000$  habitantes)

$K_2 = 2,5$  para poblaciones menores ( $< 5.000$  habitantes)

#### **d) Demanda Contra Incendio**

En localidades con poblaciones mayores a 10.000 habitantes se estableció esta demanda en 15 Lps para áreas residenciales (Referencia 4, arts, 3.4.1 y 3.4.2) y de acuerdo con el gráfico del Reglamento Nacional de Construcciones (Referencia 5 art. 5.122 A.) para áreas comerciales e industriales.

### **ALMACENAMIENTO**

También, en el estudio de la demanda y determinación del déficit, se han sustentado y definido los criterios para establecer los requerimientos de almacenamiento por los conceptos de regulación. Se ha establecido un rango entre el 18% de la demanda máxima diaria. En el caso de fuentes con producción diaria no continua, el volumen de regulación se afecta por el factor  $24/N$ , donde  $N$  es el número de horas diarias de producción de la fuente.

En cuanto a volúmenes contra incendio, para poblaciones con más de 10.000 habitantes, se han adoptado los criterios del Reglamento Nacional de Construcciones (Referencia 5), que establece un volumen de  $50 \text{ m}^3$  para áreas destinadas a vivienda.

El volumen de reservas es específico para cada localidad, dependiente de la vulnerabilidad de los componentes de la infraestructura existente y deberá se

capaz de proveer una dotación mínima entre 30 y 50 L/hab/d. (Referencia 5, art. S. 121.4).

**a) Producción**

Las fuentes que abastezcan al sistema deberán tener una capacidad de producción igual o mayor a la requerida para satisfacer la demanda máxima diaria en todo el horizonte del proyecto.

**b) Conducción**

Las líneas de conducción deberán tener una capacidad de transporte igual o mayor a la requerida para satisfacer la demanda máxima diaria de la zona de distribución de que se trate, más el caudal estimado por pérdidas esperadas para dicha línea.

En el caso de líneas de impulsión el cálculo se hará considerando el caudal de bombeo; es decir, el caudal a transportar (máximo diario más pérdidas en la línea), el que se afectará por el factor  $24/N$ ; donde N es el número de horas diarias de bombeo.

## **CALIDAD DE AGUA**

La calidad del agua a suministrar deberá satisfacer las disposiciones establecidas en la Ley General de Aguas (Decreto Ley N° 17752) y su reglamento, y específicamente las normas INTITEC 214-003 y/o guías vigentes de potabilidad de la Organización Mundial de la Salud.

## **PRESION EN EL SISTEMA**

**a) Líneas de Impulsión o Conducción**

Las presiones máximas en las líneas de conducción estarán determinadas por las presiones de trabajo de las tuberías. Es decir, las tuberías deberán resistir las presiones internas del agua; estática, dinámica y de golpe de ariete (transientes hidráulicas) y las presiones externas de relleno y cargas vivas debidas al tráfico.

**b) Presiones en la Red de Distribución**

La presión mínima en la red principal de distribución no deberá, en general, ser menor de 15 m.c.a. a la hora de la demanda máxima horaria (o gasto coincidente) con relación al nivel medio de los reservorios de almacenamiento.

La presión en el sistema no deberá exceder los 50 m.c.a. respecto al nivel superior de los reservorios de almacenamiento en la condición de presión estática o con respecto a la presión de salida de válvulas reductoras de presión.

**VELOCIDADES EN LAS TUBERÍAS PRINCIPALES**

La velocidad máxima en estas tuberías no deberán exceder los 3,00 m/seg, a fin de preveer daños en las tuberías y válvulas e inconvenientes causados por sobrepresiones.

Se tratará de evitar velocidades inferiores a los 0,5 m/seg tanto en las líneas de impulsión o conducción como en las redes de distribución.

**MACROMEDICION****a) Medida de Flujo**

El establecimiento del control del agua es necesario para definir el balance hidráulico en los subsistemas de producción y distribución y para conocer los volúmenes necesarios para los mismos, tanto de la producción requerida para optimizar los procesos de tratamiento, así como el consumo requerido para establecer el volumen de agua no contabilizada en un determinado momento. Se propondrán por lo tanto, medidores registrados de flujo en las líneas principales:

a.1. En la entrada y salida de toda planta de tratamiento.

a.2. En todo el sistema de producción y rebombeo, sea en plantas de tratamiento, pozos y estaciones de bombeo.

a.3. De preferencia en toda salida de tanque o en la entrada si tiene varias salidas.

En sistemas de canal abierto se recomienda el sistema de medición Parshall con registro gráfico de niveles tipo limnógrafo.

**b) Medida de Niveles**

Todo tanque deberá tener un sistema de piezómetro de nivel con agua o flotador.

**c) Medida de Presión**

La descarga de las bombas y la succión de las bombas horizontales deberán tener un manómetro tipo Bourdón con escalas adecuadas en m.c.a.

## **MICROMEDICION**

Una de las formas más efectivas de controlar el desperdicio intradomiciliario de agua potable y mantener los consumos dentro de niveles razonables es la micromedición unida a tarifas que reflejan los verdaderos costos de servicio.

Como el recurso hídrico es cada día más escaso y su captación, tratamiento, conducción y distribución implican grandes inversiones, el presente proyecto contempla alcanzar el 100% de micromedición en el horizonte de planificación.

## **ESTACIONES DE BOMBEO**

Toda estación de bombeo está conformada por la caseta propiamente dicha y su equipamiento.

**a) Equipamiento**

**a.1. Datos básicos a indicar**

Caudal de bombeo, altura dinámica total, tipo de fuente de energía, altura sobre el nivel del mar, tipo y número de unidades de bombeo, potencia de los motores,



voltaje, amperaje y factor de potencia, consumo aproximado de energía, forma de trabajo recomendada (alternada, simultánea, etc.). Referencia 5, S. 122.6

#### a.2. Accesorios y controles

Para efectos de costos se consideran, además de la caseta (terreno, cerco perimetral, estructura) y los equipos de bombeo (bombas, motores, tableros de arranque y parada), los accesorios de control básico, como son: cisterna de control automático de arranque y parada de los equipos de bombeo, controles de consumo de energía eléctrica (voltímetro, amperímetro, cosfímetro y totalizador de horas de funcionamiento), uniones flexibles, válvulas (aire y vacío; alivio o anticipadora de golpe de ariete o transientes hidráulicas: check; compuerta), manómetros, cisterna de cloración automática con bomba tipo booster, cilindros de cloro, comparador de cloro, balanza para el pesaje de los cilindros de cloro, sistema de intercambiador automático de cilindros de cloro, bomba sumidero y sus accesorios (cuando no hay posibilidad de evacuación por gravedad en caso de inundación); medidor de caudal con indicador y registrador de gasto instantáneo (Lps) y totalizador de lectura directa (m<sup>3</sup>) de tipo carrete con orientador de flujo.

#### b) Caseta

b.1. El área y ubicación de la caseta considera el espacio para que los equipos, tuberías, accesorios, válvulas y controles se instalen, reemplacen, operen y mantengan con facilidad; además de un ambiente para guardianía con su servicio sanitario.

b.2. La capacidad de la cisterna se calcula en base a los caudales de ingreso y salida, y al tiempo que debe permanecer el agua en ella sin ser bombeada.

b.3. La cisterna, como cualquier reservorio de almacenamiento, contendrá los mismos dispositivos de control de caudales, niveles, escaleras, tuberías y válvulas.

b.4. Las dimensiones y ubicación de las bombas considerarán las precisiones necesarias para proveer a las bombas una carga de succión disponible adecuada.

## VIDA UTIL

Con el fin de determinar las necesidades de renovación de equipos, tuberías y obras civiles, a manera de guía se indican los siguientes valores probables de vida útil promedio para equiparse instalaciones nuevas.

DESCRIPCIÓN	AÑOS
. Pozos	
- Perforación	40
- Equipamiento	15
- Caseta	40
. Galería filtrante	40
. Aducciones	
- Tuberías	40
- Accesorios	40
. Redes matrices y de relleno	
- Tubería Fierro Fundido	80
- Tubería AC/PVC	40
- Conexiones	40
. Estaciones de bombeo	
- Obra civil	40
- Equipamiento	15

DESCRIPCIÓN	AÑOS
. Edificios	50
. Pozos excavadores con paredes de mampostería	50
. Pozos perforados	20-40
. Pozos excavados	50-70
. Tanque elevados	
- Estructura de soporte	50
- Reservorio	25
- Tubería y accesorios	25
- Valvulería	25
. Tanques metálicos (tipo anteariete)	20
. Maquinaria	15
. Bombas	
- Pistón	15
- Centrifugas	10
. Tuberías	40-60
. Aereadores y Filtros mecánicos	20
. Macromedidores	15

DESCRIPCIÓN	AÑOS
. Obra civil	60
. Plantas de tratamiento y Estaciones de bombeo (obra civil)	60
. Plantas eléctricas y mecánicas	25
. Reservorios de Concreto	60
. Reservorios de Acero	50
. Tuberías de Hierro Dúctil	80
. Tuberías de PVC	40
. Conexiones domiciliarias de Polietileno	40

**CAPÍTULO IV DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS  
COMPONENTES DEL SISTEMA DE  
ALCANTARILLADO**

## GLOSARIO DE TERMINOS

### Lista de abreviaturas

A	Área
A.C.	Asbesto Cemento
ADT	Altura Dinámica Total
AA.HH.	Asentamiento Humano
ASOISEM	Asociación de Vivienda Señor de los Milagros
C	Coefficiente de Fricción de Hazen-Williams
cdf	Cota de Fondo
CF	Coliformes Fecales
C.H.	Cámara Húmeda
CT	Coliformes Totales
C.P.	Centro Poblado
C.R.	Concreto Reforzado
CSN	Concreto Simple Normalizado
D	Diámetro
DN	Diámetro Nominal
E.B.	Estación de Bombeo
EMAPA CHANCAY	Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Chancay
EMAPA HUARAL	Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Huaral
ENVIROLAB	Environmental Laboratories
FONAVI	Fondo Nacional de Viviendas
FONCODES	Fondo Nacional de Compensación de Desarrollo Social
$H_b$	Horas de bombeo
$H_f$	Pérdida de carga debido a fricción
HDT	Altura Dinámica Total
HGL	Gradiente Hidráulica
K	Coefficiente de caudal de bombeo
$K_j$	Coefficiente de pérdida al nudo
L	Longitud
LMP	Límite máximo permisible
n	Coefficiente de Manning o constante real de rugosidad
N°	Número
N.D.	No detectable
PP.JJ.	Pueblo Joven
PVC	Policloruro de Vinilo

$Q_{\max c}$	Caudal máximo de contribución
$Q_{md}$	Caudal máximo diario
$Q_{mh}$	Caudal máximo horario
$Q_{\min c}$	Caudal mínimo de contribución
$Q_{(\text{ingreso})}$	Caudal de ingreso
$Q_p$	Caudal promedio
$Q_{pc}$	Caudal promedio de contribución
$Q_{\text{bombeo}}$	Caudal de bombeo
R	Radio Hidráulico
RNC	Reglamento Nacional de Construcciones
S.A.C.	Sociedad Anónima Cerrada
SENAPA	Servicio Nacional de Agua Potable y Alcantarillado
S	Pendiente
SUM CANADA	Servicio Universitario Mundial del Canadá
SUNASS	Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento
$t_{\max}$	Tiempo máximo
$t_{\min}$	Tiempo mínimo
V	Velocidad
$V_{\max}$	Velocidad máxima
Y	Tirante

### Unidades

ac	Acres
ac/Mgal/día	Acres por Megagalón por día
amp	Amperios
°C	Grados Celsius
cm	Centímetro
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
DBO <sub>5</sub>	Demanda Bioquímica de Oxígeno sobre 5 días
DQO	Demanda Química de Oxígeno
ha	Hectárea
hab	Habitante
hab/año	Habitante por año
hab/ha	Habitante por hectárea
HP	Horsepower
Kg	Kilógramo
km	Kilómetro

KW	Kilowatt
L	Litro
L/hab/d	Litros por habitante por día
Lps	Litros por segundo
m	Metros
m <sup>2</sup>	Metro cuadrado
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
mL	Metro lineal
m.s.n.m	Metros sobre el nivel del mar
mg/L	Miligramos por litro
mm	Milímetro
min	Minuto
m/seg	Metros por segundo
m <sup>3</sup> /hr	Metro cúbico por hora
m <sup>3</sup> /mes	Metro cúbico por mes
m <sup>3</sup> /seg	Metro cúbico por segundo
mg/L	Miligramos por litro
mL	Metro lineal
mm	Milímetro
NMP/100 ml	Número más probable por cada 100 mililitros
N.R.	No se realizó (análisis)
RPM	Revolución Por Minuto
UND	Unidad
UNT	Unidades Nefelométricas de Turbidez

### Símbolos

φ	Diámetro
°	Grados
%	Por ciento
‰	Por mil
"	Pulgada



## 1 GENERALIDADES

El sistema de alcantarillado para la recolección de las aguas residuales de la ciudad de Chancay cuenta actualmente con una red de 46,3 km y 4.931 conexiones domiciliarias, distribuidas en 6 zonas de drenaje que descargan independientemente al mar a través de sus respectivos emisores, ocasionando la contaminación de las playas.

Las primeras instalaciones de colectores en la localidad de Chancay ejecutadas en el año 1947 se realizaron en el casco urbano comprendiendo las principales calles de la ciudad como López de Zúñiga, Luis Felipe del Solar, Mariscal Sucre, Ayacucho, Mariscal Cáceres, Av. Bolívar, etc.

Progresivamente se han seguido instalando redes de colectores, ampliando el sistema a las urbanizaciones y a los pueblos jóvenes según el crecimiento de la población, contando en la actualidad con 909 buzones y 46.300 mL de tubería en diámetros que van desde 200 mm hasta 300 mm, siendo los materiales de Concreto Simple Normalizado (CSN) y Policloruro de Vinilo (PVC).

En el Centro Poblado (C.P.) Aldea Campesina, los colectores secundarios fueron instalados en el año 1997 pero la obra no se concluyó, faltando 895 mL de tubería para empalmar al colector principal, es por ello que en esta zona utilizan letrinas y pozos sépticos como disposición final de las excretas. Existen otras zonas que no cuentan con redes de desagüe como son los Asentamientos Humanos (AA.HH.) La Soledad, Los Alamos, Miramar, El Pacífico, Sarita Colonia, Miguel Grau y parte de los Pueblos Jóvenes (PP.JJ.) Juan Velasco y Peralvillo.

En 1968, se construyó la caseta de bombeo ubicada en el Puerto de la ciudad con sus respectivas líneas de impulsión que se construyeron con la finalidad de no contaminar las playas ya que los desagües serían conducidos hasta la zona Espolón Sur. Debido a problemas técnicos, estas instalaciones nunca operaron.

A la fecha el desagüe de toda la ciudad no cuenta con ningún tipo de tratamiento, adoptando como cuerpo receptor el mar, sólo existe un proyecto de construcción de lagunas de oxidación para el tratamiento de los desagües de las localidades de Peralvillo y Santa Rosa que no pudo ejecutarse porque se encontraron problemas técnicos que no fueron resueltos a tiempo.

La elaboración del presente Diagnóstico de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la ciudad de Chancay ha sido posible gracias al convenio de apoyo técnico firmado por la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Chancay (EMAPA CHANCAY S.A.C.) y el Servicio Universitario Mundial del Canadá (SUM CANADA)

## **2 ANTECEDENTES**

Las enfermedades relacionadas con el saneamiento básico en la ciudad de Chancay son bastante comunes, particularmente en las zonas periurbanas. Dentro de los cuales ocupan un lugar preponderante las enfermedades del aparato digestivo y otras con características epidémicas como:

- Disentería Gastroenteríticas
- Infecciones parasitarias
- Enfermedades de la piel
- Cólera
- Tifoidea

Es necesario destacar que dentro de las enfermedades relacionadas con el saneamiento básico, las que se presentan comúnmente, a excepción del cólera son las enfermedades del aparato digestivo y los pacientes que más padecen de estas enfermedades son los niños menores de cinco años.

### **3 DESCRIPCION GENERAL**

Las primeras obras de alcantarillado en la localidad de Chancay se ejecutaron en el año 1947, según referencias del Sr. Romaldo Claudio Arquíñigo (trabajador de mayor antigüedad de la empresa EMAPA Chancay), y consistían en un sistema de colectores de Concreto Simple Normalizado (CSN) de 200 mm en las principales calles del casco urbano (López de Zúñiga, Luis Felipe del Solar, Mariscal Sucre, Simon Bolívar, Ayacucho, Mariscal Cáceres, etc.). La urbanización San Francisco se desarrolló en el año 1966 con el mismo material y diámetro.

En 1968, se construyó la caseta de bombeo ubicada en el Puerto de la ciudad con su respectiva línea de impulsión de 250 mm de diámetro las cuales fueron construidas con la finalidad de no contaminar las playas ya que los desagües serían conducidos hasta la zona Espolón Sur.

Luego, en el año 1981 se instaló el sistema de alcantarillado en la Urb. Andrés de los Reyes.

Posteriormente, se construyeron las redes de la Asociación de Vivienda Señor de los Milagros (ASOVISEM) en 1984, Peralvillo y Santa Rosa en 1986. En 1988, se empalmó a la red los PP.JJ. El Cascajo, Santa Rosa, Cerro La Trinidad y Juan Velasco Alvarado. Los PP.JJ. Peralvillo y Santa Rosa habían proyectado construir lagunas de oxidación en una zona pantanosa, pero no se ejecutó dicho proyecto. Esas lagunas iban a ser ubicadas cerca de los PP.JJ. Santa Rosa y El Cascajo.

Con el crecimiento de la población tanto en el casco urbano como en los pueblos jóvenes, la empresa aumentó la cobertura del sistema de desagüe. Así, se instalaron líneas colectoras en la parte alta de Peralvillo en el año 1998. En el año 2000, se realizó la instalación de redes de alcantarillado en el AA.HH. César Vallejo y la continuación de las obras en el C.P. Aldea Campesina sin haberse culminado ya que aún no se encuentra empalmado a la red.

Todos los trabajos a partir del año 1986 han sido realizados con tuberías de policloruro de vinilo (PVC) incluyendo uno de los emisores. En la actualidad, cuentan con 909 buzones y 46,3 km de tubería.

#### **4 AREAS DE DRENAJE**

El total del área servida con conexiones domiciliarias de alcantarillado en la ciudad de Chancay al año 2000, está comprendida por 06 áreas de drenaje, tributarias de los 17 colectores principales, cubriendo 344,83 Ha de superficie. En la Lámina N° 6 se muestran las 06 áreas de drenaje diferenciadas por colores y sus 17 colectores principales que culminan en los 06 emisores que descargan al mar.



Las localidades que conforman las áreas de drenaje se muestran en el Cuadro N° 3.01 y sus características principales en el Cuadro N° 3.02.

**Cuadro N° 3.01: Localidades que conforman las áreas de drenaje**

Area de drenaje	Zonas colectadas
I	Centro Poblado Aldea Campesina Industria Avinka Chancay Pueblo al oeste de la calle Benjamín Vizquerra y al norte de la calle Ayacucho.
II	Urbanización San Francisco Chancay Pueblo entre las calles Mayor Ruiz y Ayacucho
III	Asovisem al este de la calle Tupac Amaru, Urb. Andrés de los Reyes Chancay Pueblo entre las calles Mayor Ruiz, San Martín y 28 de Julio
IV	Asovisem al oeste de la calle Tupac Amaru Cesar Vallejo, Juan Velasco al norte de la Av. El Progreso Chancay Pueblo entre las calles San Martín, López de Zúñiga, 28 de Julio y Miguel Grau
V	Juan Velasco al sur de la Av. El Progreso, Cerro la Trinidad, Santa Rosa (Comité 8 y 13) y Marítima Pesquera, La Soledad
VI	Peralvillo, Santa Rosa y El Cascajo Los Alamos, Miramar, El Pacífico, Sarita Colonia y Miguel Grau

En la actualidad, el área de drenaje I sólo está recibiendo el aporte de la empresa Avinka y de cinco conexiones domiciliarias ubicadas aguas abajo debido a que las redes del Centro Poblado Aldea Campesina no se encuentran empalmadas al colector principal. En total, sólo 1,48 ha tienen servicio de alcantarillado.

Cabe señalar que el aporte de esta empresa es significativo (37 Lps medido a las 9 a.m.) ya que se dedica al procesado de pollos y utilizan el agua para la limpieza de los mismos. El colector principal se encuentra ubicado en el "Callejón Avinka".

El Centro Poblado Aldea Campesina tiene la mayor parte de sus colectores instalados pero falta la conexión a la red principal. Cuando sea conectada, esta llegará hasta el buzón de inicio N° 388 que se encuentra en el Callejón Avinka.

El área de drenaje I, de 23,15 ha, cuenta con 1.874,13 mL de colectores secundarios; 493,94 mL de colectores principales y 152,10 mL de emisor.

El área de drenaje II está conformada por una parte del casco urbano antiguo de la ciudad de Chancay, delimitado por las calles Ayacucho, 1<sup>o</sup> de Mayo, Mayor Ruiz y la carretera Panamericana Norte. Tiene un área de 40,36 ha, del cual 28,60 ha. cuenta con el sistema de alcantarillado.

Los dos colectores principales se encuentran en las calles Junín y Mayor Ruiz.

El área de drenaje III está delimitada por las calles Mayor Ruiz, 1<sup>o</sup> de Mayo, 28 de Julio y la carretera Panamericana Norte, encontrándose dentro de esta área la parte oeste de la calle Túpac Amaru ubicada en la ASOVISEM y la urbanización Andrés de los Reyes; tiene un área de 30,49 ha y cuenta con 3.861,28 mL de colectores secundarios; 565,34 de colectores principales y 217,30 de emisor. Los colectores principales del área de drenaje III están ubicados en las calles Haya de la Torre, Alberto de las Casas y 28 de Julio, sirviendo un área de 28,87 ha.

**Cuadro N° 3.02: Características de las áreas de drenaje**

Área Drenaje	Emisor	Área en ha		Long. tub. (mL)	Caudal en Lps	
		Drenaje	Servicio		Servicio	Unitario
I	Avinka	23,150	1,480	1.874,13	36,77	24,84
II	Junín	40,360	28,600	4.426,62	33,74	1,18
III	Víctor Raúl	30,499	28,870	7.453,25	9,10	0,32
IV	La Jabonera	64,490	51,560	10.264,16	32,87	0,64
V	Las Canarias	67,617	35,670	7.281,54	18,64	0,52
VI	El Cascajo	118,712	52,860	12.482,55	21,03	0,40
TOTAL		<b>344,828</b>	<b>199,040</b>	<b>43.782,25</b>	<b>152,15</b>	<b>0,41</b>

El área de drenaje IV tiene un área de 64,49 ha y lo conforman parte de Chancay pueblo (entre las calles San Martín, López de Zúñiga, 28 de Julio, 1<sup>o</sup> de Mayo, Miguel Grau y la urbanización Asovisem al este de la calle Túpac Amaru), el AA.HH. Cesar Vallejo y la parte del PP.JJ. Juan Velasco Alvarado al norte de la Av. El Progreso. Los colectores principales de las Av. Roosevelt y 1<sup>ero</sup> de Mayo, recogen las aguas residuales de la Urb. Santa Rosa y de la parte sur de la ciudad. Cuenta con 5.111,42 mL de colectores secundarios; 2.341,83 mL de colectores principales y 272,51 mL de emisor. Este sistema provee servicio a 51,56 ha de los 64,49 ha totales del área de drenaje IV.

Esta área de drenaje cuenta con el flujo que baja de la Av. Roosevelt en dirección sur hasta empalmar con el colector principal de la Calle Alcatraz que capta las aguas residuales del AA.HH. César Vallejo y de la zona norte del PP.JJ. Juan Velasco Alvarado.

Cabe mencionar que en el PP.JJ. Juan Velasco Alvarado se encuentra el terreno más accidentado de la ciudad y esto facilita la evacuación de las aguas servidas. Después del buzón N° 413 de este colector principal, el flujo cruza la Av. Roosevelt hacia el buzón N° 414 donde se mezcla con el agua del canal de riego proveniente de las tierras agrícolas ubicadas al este de la ciudad (el máximo caudal del canal de riego es superior a 60 Lps). Este flujo de riego baja la Calle Alcatraz por un canal cerrado en la vereda. Desde el buzón N° 414 se inicia el emisor La Jabonera que descarga en la playa del mismo nombre.

El área de drenaje V está conformada por la parte sur del PP.JJ. Juan Velasco Alvarado, y los PP.JJ. Cerro La Trinidad, Santa Rosa (Comité N° 8 y 13), La Soledad y la Urb. La Marítima Pesquera, abarcando un área de 67,62 ha de cuales sólo 35,67 ha tienen servicio. Cuenta con 5.441,77 mL de colectores secundarios; 2.351,60 mL de colectores principales y 569,23 mL de emisor. Los colectores principales se encuentran en las Av. El Progreso, 3 de Octubre y Las Canarias, La Bajada La Capilla y la Prolongación Las Canarias. El punto de descarga del emisor también se realiza en la playa La Jabonera a unos 30 m de distancia al sur del emisor A4. Cabe mencionar que el PP.JJ. La Soledad no cuenta actualmente con servicio de alcantarillado sanitario.

El área de drenaje VI está conformada por los PP.JJ. Peralvillo, El Cascajo y Santa Rosa, y los siguientes asentamientos humanos Los Alamos, Miramar, El Pacífico, Sarita Colonia y Miguel Grau los cuales no cuentan con el servicio de alcantarillado; abarcando un área de 118,71 ha, de la cual 52,86 ha tienen servicio de alcantarillado.

Cuenta con 9.325,66 mL de colectores secundarios; 3.156,89 mL de colectores principales y 877,10 mL de emisor. Los colectores principales pasan por la Av. San Martín y la Calle Mariátegui.



Los caudales presentados en el Cuadro N° 3.02 corresponden a la contribución de desagüe medidos entre las 8:00 y 11:00 a.m., horas en que ocurre el máximo consumo de agua, según el estudio de la demanda de agua potable en el diagnóstico del sistema de abastecimiento de agua.

## **5 RED DE COLECTORES**

La red de colectores del sistema de alcantarillado sanitario de la ciudad de Chancay se ha dividido en colectores principales y secundarios

Los colectores secundarios reciben el aporte de las conexiones domiciliarias y los colectores principales se caracterizan por conducir grandes flujos recibiendo el aporte de los colectores secundarios transportando las aguas residuales hasta el emisor final.

Se ha elaborado una relación de tramos de colectores clasificándolos de acuerdo a su estado físico como arenados o represados, mostrándose a continuación en el Cuadro N° 3.03:

Cuadro N°3.03(1): Estado físico de los colectores

Tramo	Estado Físico de Colectores		Tramo	Estado Físico de Colectores	
	Arenado	Repesado		Arenado	Repesado
15 - 16	√		130 -131	√	
16 - 17	√		131 - 132	√	
17 - 18	√		131 - 170	√	
21 - 22		√	132 - 133	√	
24 - 25		√	133 - 134		√
24 - 123	√		135 - 136		√
25 - 26		√	136 - 137		√
26 - 27		√	137 - 138		√
27 - 28	√		139 - 140		√
32 - 33	√		142 - 143		√
41 - 42	√		147 - 148		√
46 - 47	√		150 - 239	√	
47 - 83	√		151 - 152	√	
48 - 49	√		153 - 157	√	
49 - 50	√		157 - 158	√	
50 - 51	√		158 - 159	√	
51 - 52	√		159 - 160		√
53 - 54	√		161 - 162		√
54 - 55	√		161 - 171		√
55 - 56	√		163 - 164	√	
56 - 57	√		165 - 166	√	
59 - 60	√		167 - 168	√	
62 - 63		√	168 - 169		√
66 - 67		√	173 - 174	√	
77 - 78	√		174 - 175	√	
78 - 79	√		175 - 176	√	
79 - 80	√		176 - 177	√	
80 - 81	√		178 - 179	√	
83 - 84	√		179 - 180	√	
80 - 89	√		180 - 181	√	
90 - 91	√		184 - 350	√	
93 - 94		√	185 - 351		√
94 - 95		√	186 - 188	√	
96 - 97	√		186 - 187	√	
96 - 98	√		192 - 193	√	
98 - 99		√	196 - 197	√	
100 - 101	√		197 - 199	√	
101 - 120		√	200 - 201	√	
103 - 112	√		216 - 217	√	
104 - 105	√		218 - 219	√	
106 - 107	√		221 - 222	√	
109 - 110		√	222 - 223	√	
113 - 116	√		232 - 233		√
114 - 115	√		232 - 335		√
116 - 117	√		233 - 237	√	
116 - 118		√	<del>234 - 235</del>	√	
121 - 122		√	235 - 236		√
123 - 124	√		243 - 244	√	
124 - 125	√		249 - 250	√	
125 - 126		√	252 - 253	√	
128 - 127	√		272 - 273	√	

127 - 128		√	287 - 288		√
127 - 146	√		316 - 317		√
128 - 129	√		317 - 318		√
129 - 130	√		321 - 322		√

Cuadro 3.03(2): Estado físico de los colectores

Tramo	Estado Físico de Colectores		Tramo	Estado Físico de Colectores	
	Arenado	Represado		Arenado	Represado
323 - 324		√	563 - 564	√	
337 - 338		√	578 - 632	√	
338 - 339		√	599 - 600	√	
338 - 352		√	600 - 601	√	
346 - 348		√	604 - 605	√	
348 - 349	√		605 - 606	√	
354 - 355	√		605 - 609	√	
389 - 390	√		608 - 609	√	
390 - 391	√		614 - 615	√	
400 - 401	√		616 - 617	√	
401 - 402	√		617 - 618	√	
435 - 436	√		622 - 626	√	
437 - 438		√	623 - 624	√	
438 - 439	√		625 - 634	√	
439 - 440	√		629 - 630	√	
444 - 445	√		630 - 635	√	
449 - 450	√		632 - 633	√	
452 - 453	√		638 - 639	√	
453 - 489	√		640 - 641	√	
459 - 460	√		640 - 642	√	
459 - 677	√		641 - 643	√	
<del>463 - 464</del>	√		657 - 658	√	
465 - 466	√		657 - 694	√	
<del>465 - 698</del>	√		660 - 661	√	
466 - 467	√		661 - 662	√	
467 - 468	√		661 - 882	√	
<del>468 - 637</del>	√		666 - 667	√	
469 - 470	√		673 - 674	√	
471 - 579	√		677 - 678	√	
472 - 475	√		689 - 690	√	
474 - 475	√		692 - 693		√
478 - 479	√		695 - 696	√	
481 - 482	√		696 - 697	√	
485 - 486	√		700 - 701	√	
501 - 502	√		705 - 707	√	
504 - 505		√	707 - 708	√	
519 - 520	√		708 - 714	√	
522 - 529	√		716 - 876	√	
530 - 531	√		732 - 733		√
531 - 532		√	830 - 831	√	
526 - 532	√		832 - 835	√	
535 - 536	√		837 - 838	√	
536 - 537	√		<del>834 - 841</del>	√	

548 - 549	√		844 - 846		√
550 - 551	√		846 - 866		√
552 - 553	√		856 - 868	√	
559 - 560	√		864 - 865		√
564 - 565	√		879 - 880	√	
556 - 570	√				

De acuerdo con los resultados de la inspección de buzones, el mayor problema en éstas tuberías es el arenamiento debido a la poca pendiente y a la mala calidad de los marcos y tapas de los buzones que permiten el ingreso de arena.

### 5.1 Colectores Principales

El término colector principal incluye aquellos colectores que reciben las descargas de los colectores secundarios y de conexiones domiciliarias, se caracterizan por conducir grandes flujos y drenan directamente al emisor.

En el sistema de desagüe de Chancay existen 17 colectores principales distribuidos de la siguiente manera:

- ✓ Area I : 01 colector
- ✓ Area II : 02 colectores
- ✓ Area III : 03 colectores
- ✓ Area IV : 03 colectores
- ✓ Area V : 04 colectores
- ✓ Area VI : 04 colectores

En cuanto al material de los colectores, el 97,68% (11.462,23 mL) son de Concreto Simple Normalizado (CSN) y el 2,32% (271,91 mL) son de Policloruro de Vinilo (PVC). De acuerdo al diámetro de los colectores principales tenemos que el 70,81% son de 200 mm; 22,91% de 250 mm y el 6,28% de 300 mm.

En el Cuadro N° 3.04 se muestran las longitudes de los colectores principales clasificados según diámetros, materiales y las áreas de drenaje en que se encuentran.

**Cuadro N° 3.04: Colectores principales por áreas de drenaje**

Area de Drenaje	Concreto Simple Normalizado			PVC	Total (mL)
	200 mm	250 mm	300 mm	200 mm	
I			478,38		478,38
II	1.143,14				1.143,14
III	1.622,86	577,24			2.200,10
IV	2.294,25	591,78	171,11	271,91	3.329,05
V	1.553,25	380,17	87,12		2.020,54
VI	1.423,45	1.139,48			2.562,93
<b>TOTAL</b>	<b>8.036,95</b>	<b>2.688,67</b>	<b>736,61</b>	<b>271,91</b>	<b>11.734,14</b>

Las tuberías se encuentran a una profundidad mínima de 1,20 m y máxima de 4,67 m, dependiendo de la topografía del terreno.

Con relación al estado de conservación de los colectores principales se puede señalar que el deterioro que presentan algunos de ellos se deben a factores tales como su antigüedad, deficiente construcción, mala operación y ausencia de mantenimiento preventivo. se presenta el estado físico de los colectores principales y secundarios en el Cuadro N°1.8.

La falta de mantenimiento preventivo de los colectores y buzones es una de las principales causas para que parte del sistema de alcantarillado trabaje represado ocasionando bajas velocidades de flujo dentro de los colectores y la consiguiente sedimentación de cantidades considerables de arena, lodo y piedras.

Las pendientes de estos colectores muchas veces están por debajo del límite inferior (4,0 ‰) de las normas de construcción.

Además, no existe tipo de control a las aguas industriales que son arrojadas al sistema, contribuyendo al deterioro de los colectores, y consecuencia de ello las tuberías pierden su capacidad de arrastre hidráulico.

## 5.2 Colectores Secundarios

Los colectores secundarios, llamados también locales o de relleno, tienen como función recibir las aguas residuales provenientes de cada predio y las evacuan hacia los colectores principales.

En Chancay, estos colectores tienen diámetros de 200 mm y 250 mm; predominando las tuberías de 200 mm de diámetro en un porcentaje de 98,58%.

Del metrado efectuado a los planos existentes, previa verificación en el campo y la información obtenida de la empresa, se ha podido establecer que existen 29,56 km de colectores secundarios. Las longitudes de los colectores secundarios por diámetros, material y áreas de drenaje se muestran en el Cuadro N° 3.05.

**Cuadro N° 3.05: Colectores secundarios por áreas de drenaje**

Area de Drenaje	Concreto Simple Normalizado			PVC	Total (mL)
	200 mm	250 mm	300 mm	200 mm	
I	1.381,39				1.381,39
II	2.168,13			550,01	2.718,14
III	5.153,07	383,71			5.536,78
IV	5.103,18			1.458,98	6.562,16
V	5.225,20	35,80			5.261,00
VI	8.104,96				8.104,96
<b>TOTAL</b>	<b>27.135,93</b>	<b>419,51</b>	<b>0,00</b>	<b>2.008,99</b>	<b>29.564,43</b>

De acuerdo a las investigaciones realizadas en el campo se ha determinado que existen \_tuberías que están trabajando en malas condiciones por diferentes razones como antigüedad, deficiente construcción, mal uso y falta de mantenimiento preventivo y correctivo.

Los colectores instalados en el año 1967 se encuentran altamente deteriorados; asimismo existen algunos colectores que pese a no ser antiguos, su operación es deficiente por el estado de arenamiento en que se encuentran.

Como se puede constatar en el Cuadro N° 3.06 que indica la antigüedad de los colectores secundarios distribuidos por localidades, 4.863,76 mL de colectores

secundarios ya tienen más de 30 años de servicio lo que indica que ha culminado su vida útil, encontrándose deteriorados. También existe un 18% de tubería que trabaja desde antes 1976, lo que puede presentar problemas de represamiento o de mal funcionamiento debido a la antigüedad de los mismos.

**Cuadro N° 3.06: Antigüedad de Colectores Secundarios (mL)**

Localidad	Año de instalación		
	1947-1967	1968 - 1978	1981 - 2001
Casco urbano	2.247,23		
La Marítima Pesquera	2.616,53		
Urb. San Francisco		1.132,31	
El Cascajo		687,93	
ASOISEM			1.224,94
Peralvillo			8.044,82
Urb. Andrés de los Reyes		1.027,27	
Santa Rosa		2.867,17	
Cerro la Trinidad		1.086,00	
Juan Velasco Alvarado		1.522,28	
César Vallejo			827,70
Aldea Campesina			1.381,39
La Rivera, Ayacucho			2.313,65

A continuación se presenta el Cuadro N° 3.07 de los colectores que requieren ser verificados por haber cumplido su vida útil de 40 años.

Cuadro N° 3.07: Colectores que requieren ser verificados

Ubicación	Tramo	Long. Tub. mL	Total (mL)					
Calle Junin	B29 - B62	54,20		132,69	Av. 1ero de Mayo	B179 - B191	10,06	1.688,98
	B29 - B65	78,49				B179 - B182	65,54	
Calle Mrcal A. Cáceres	B30 - B63	51,60		B182 - B183		60,80		
	B60 - B62	13,60		B183 - B184		65,00		
	B60 - B63	51,83	117,03	B184 - B185		46,68		
Calle Benjamín Vizquerra	B20 - B21	60,86		B185 - B186		40,59		
	B21 - B22	60,84	121,70	B186 - B187		58,20		
Av. Bolívar	B124 - B125	11,38		B187 - B188		55,50		
	B125 - B126	59,20		B188 - B189		71,00		
	B126 - B127	59,40		B189 - B200		70,00		
	B127 - B128	58,80		B200 - B201		40,00		
	B128 - B129	43,00		B201 - B197		45,00		
	B129 - B130	49,20	280,98	B197 - B199		76,90		
Av. San Martín	B164 - B165	69,92		B194 - B202		52,00		
	B165 - B167	44,74		B202 - B205		105,00		
	B165 - B166	8,42	123,08	B205 - B214		59,90		
Calle Grau	B153 - B157	81,10		B179 - B181		64,29		
	B157 - B 158	70,30		B180 - B181		55,20		
	B158 - B159	59,90		B191 - B258		62,50		
	B159 - B160	48,80		B257 - B258		68,20		
	B160 - B161	52,30		B259 - B257		85,86		
	B161 - B162	58,66		B259 - B263		52,59		
	B162 - B163	59,70		B263 - B259		62,33		
	B163 - B164	61,32	492,08	B263 - B264		76,04		
Calle Bolognesi	B131 - B170	67,30		B264 - B265	54,50			
	B170 - B171	67,20		B265 - B266	69,50			
	B171 - B161	67,89	202,39	B267 - B268	70,60			
Calle López de Zúñiga	B133 - B 134	25,41		B268 - B269	45,20			
	B134 - B135	28,78						
	B135 - B136	56,20		Av. Roosevelt	B224 - B208	28,40		
	B137 - B138	81,14		B208 - B207	77,70			
	B138 - B139	73,30		B207 - B214	77,29			
	B139 - B140	42,00		B214 - B206	4,84			
	B140 - B141	41,10		B206 - B405	65,30			
	B141 - B142	44,20		B405 - B406	69,50			
	B142 - B143	59,20		B406 - B407	70,00			
	B143 - B22	60,70	512,03	B407 - B408	69,80			
Calle Mercado Este	B250 - B288	41,20		B408 - B409	69,90			
	B287 - B288	40,70	81,90	B409 - B410	69,80			
Calle Belén	B295 - B296	42,50		B410 - B411	69,80			
	B295 - B251	42,90		B411 - B412	75,80			
	B251 - B889	66,64		B413 - B414	43,20			
	B889 - B175	64,76		B413 - B415	30,60			
	B175 - B328	61,57						
	B328 - B329	59,22		Av. Las Canarias	B415 - B416	30,60		
	B329 - B 331	65,50		B416 - B418	35,80			
	B330 - B331	16,50		B418 - B419	69,80			
	B330 - B333	54,90		B419 - B420	49,50			
	B333 - B221	48,54	523,03	B420 - B421	65,32			
			B421 - B422	63,33				
			B422 - B423	71,29				
			B423 - B424	35,00				
			B424 - B425	55,23				
				475,87				



## 6 BUZONES

Sobre los buzones se puede señalar que en forma general las paredes y techos están fabricados de concreto reforzado de 0,20 m de espesor y los fondos son de concreto simple revestido y dotado de canaletas de 0,30 m de altura, de acuerdo al sentido del flujo de desagüe.

La profundidad varía entre 0,90 y 3,00 m. Los buzones con profundidades mayores de 3 m tienen el cuerpo y el fondo de concreto armado y una escalera que en la mayoría de los casos se encuentra corroída o rota.



Buzón cuya tapa de concreto reforzado presenta corrosión, el concreto es pobre lo cual ha permitido que la tapa se agriete

A lo largo de los colectores principales existen aproximadamente 234 buzones, que dan lugar a igual número de tramos de colectores. La distancia media entre buzones es de 49,3 mL.

En la red de colectores secundarios se calcula que existen 625 buzones, con tramos de una longitud media igual a 49,9 mL.

En la línea de impulsión y en los 6 emisores existen 18 y 32 buzones respectivamente.

Los buzones existentes son de tipo estándar y de concreto, el diámetro promedio es de 1,5 m. Con relación a su estado físico, la situación de los buzones es similar a la de los colectores, siendo los antiguos los más deteriorados. Se ha

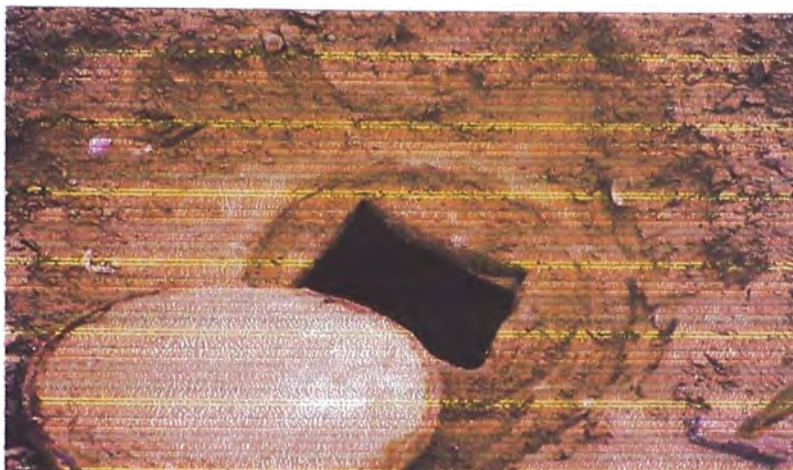
podido apreciar que los buzones tienen marco y tapa de concreto reforzado predominantemente. Esas tapas de concreto presentan problemas porque el aro de fierro que bordea la tapa siempre se encuentra corroído y a veces dificulta su acceso.

En el Cuadro N° 3.08 se presenta un resumen del estado y ubicación de los 909 buzones inspeccionados. Los cuadros detallados se encuentran en el Cuadro N° 1.11 al final de esta sección. De acuerdo a su ubicación se menciona el número de buzones que se encontraron como: enterrado, expuesto, sellado y no ubicado. También se muestran los buzones que se encontraron sin techo, marco, tapa o escalera.

**Cuadro N° 3.08: Ubicación y estado de los buzones**

<b>Ubicación y estado</b>	<b>Cantidad</b>	<b>PORCENTAJE</b>
<b>del Buzón</b>	<b>(Und)</b>	<b>(%)</b>
Enterrado	116	12,76
Expuesto	24	2,64
Sellado	55	6,05
No ubicado	19	2,09
Sin techo	2	0,22
Sin marco	102	11,22
Sin tapa	19	2,09
Sin escalera	93	10,23

En las zonas de Peralvillo Bajo, Juan Velasco, Santa Rosa y El Cascajo, la mayoría de los buzones tienen tapas de concreto artesanal débiles y no tienen marco.



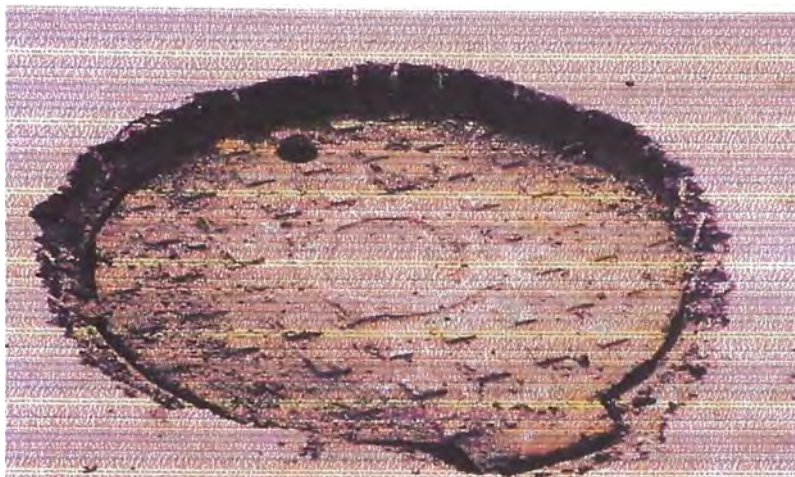
Buzón de sección rectangular con tapa artesanal, no tiene marco, está enterrado y está ubicado en el PP.JJ. Juan Velasco

Otro problema es que el concreto utilizado en la construcción, en muchos casos fue pobre entonces el techo o el cuerpo se encuentran deteriorados con paredes erosionadas o huecas. Por ejemplo, en el Callejón Avinka se encuentra el buzón N° 391 cuyas paredes están fisuradas y se constata infiltración de agua.

Muchas tapas son construidas también con concreto pobre y se dañan al ser abiertas, las tapas de fierro fundido están en su mayoría corroídas y algunas rotas.

En los pueblos jóvenes, existe además el problema que los buzones están por debajo del nivel de la calle y no se ubican fácilmente. Estos buzones están enterrados a una profundidad promedio de 20 a 50 cm. Existen buzones enterrados a mayor profundidad, como es el caso de los buzones N° 428 y 429 ubicados a 2,23 y 2,15 m de profundidad, pertenecientes al emisor A5. A corto plazo, sería importante mejorar la señalización de estos buzones. A largo plazo, será necesario levantar el techo de estos buzones hasta el nivel de la calle.

También se ha tenido dificultad para ubicar algunos buzones que se encontraban cubiertos totalmente de asfalto como se aprecia en la siguiente fotografía.



Buzón que se encontraba cubierto totalmente con asfalto

En la Prolongación Miguel Grau, los techos de los buzones están por encima del nivel de la calle, lo que impide el tránsito regular de vehículos presentando un mayor riesgo para su deterioro. En el Cuadro N° 3.08 se indica la cantidad de estos buzones bajo la denominación de “expuesto”.

También existen 55 buzones que se encuentran sellados, algunos con concreto como puede apreciarse en la siguiente fotografía, y otros debido a que la tapa esta corroída.



Obreros destapando buzones sellados con concreto

Otro problema bastante importante es que existen 19 buzones que no tienen tapas. Estos buzones se encuentran llenos de arena o de basura, impidiendo el

normal funcionamiento del sistema. Algunos buzones en el emisor A3 tampoco tienen techo lo que representa un gran peligro para la población. También existen buzones en la línea de impulsión que no cuentan con techos ni tapas pero esta zona representa un menor riesgo al no estar poblada. En el Cuadro N° 3.09 se presenta los buzones que requieren techos y/o tapas.



Buzón que carece de tapa  
contando sólo con un piedra en la parte superior

**Cuadro N° 3.09: Buzones sin tapa/techo**

	N° de buzón	Descripción
sin techo	400, 401, 402	Emisor A3
sin tapa	398, 399	Emisor A1
	452	Calle Alcatraz, colector principal
	540, 542	Santa Rosa, colector principal
	743, 767, 850,	Peralvillo
	880, 886	Juan Velasco

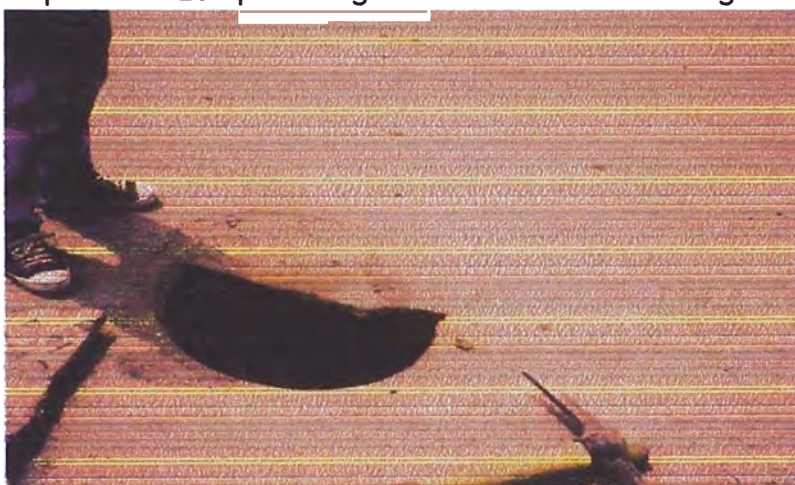
Del Cuadro N° 3.10, el estado "por mejorar" significa que las tapas están corroídas o carcomidas, que los techos y cuerpos están carcomidos, que tienen pequeñas fisuras o que no tienen revestimiento como el buzón de la foto que se muestra posteriormente. También incluye los buzones que necesitan mejoramientos en las canaletas o que tienen una escalera corroída pero todavía utilizable. El hecho que estos buzones no tienen escaleras es un riesgo de accidente grave para los operadores.

**Cuadro N° 3.10: Condición de los buzones**

Estado	N° Buzones		
	Cuerpo	Techo	Tapa
Bueno	656	413	795
Por mejorar	231	361	71
Por cambiar	22	135	43

El estado “por cambiar” incluye los buzones que no tienen tapas o cuyas tapas, techos, o cuerpos tienen grandes fisuras, huecos o están rotos, necesitando que sean reemplazados totalmente.

Cabe mencionar que un buzón puede figurar en mas de una categoría.



Buzón que presenta la tapa rota, expuesto al ingreso de cualquier tipo de material



Buzón que presenta el cuerpo sin revestimiento

En la red de desagüe existen algunas buzonetas de sección cuadrada que en su mayoría se encuentran enterradas y tienen la tapa rota o deteriorada.

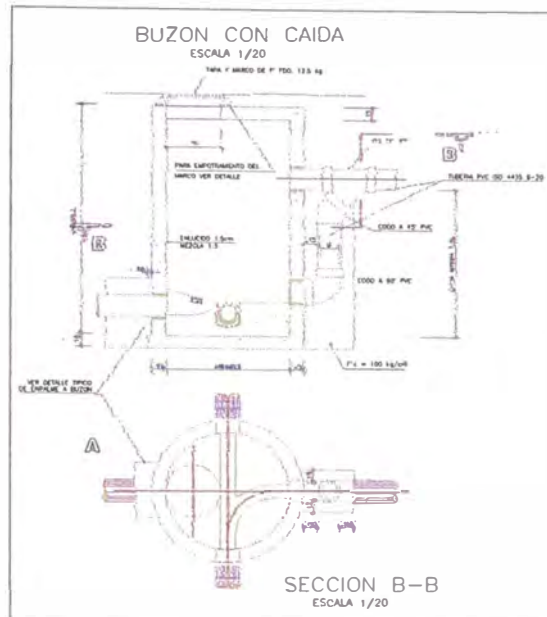


Buzoneta de sección rectangular que se encuentra deteriorada

Existen buzones cuyas tapas de acceso son más pequeñas que lo normal de 0,60 m de diámetro (Proyecto de Norma, SENCICO). Esos techos son de construcción artesanal y se encuentran en los PP.JJ. Juan Velasco, Santa Rosa, El Cascajo y Peralvillo.

Se ha constatado durante el trabajo de campo que hay buzones construidos de manera irregular, con techos y tapas construidos de materiales artesanales, de espesores diferentes y de calidades variables. Adicionalmente, en los buzones en que las tuberías no lleguen al mismo nivel, se tiene que contar con un dispositivo de caída cuando la altura de descarga con respecto al fondo del buzón sea mayor de 1 m (Proyecto de Norma Técnica de Edificación, S.070 Redes de Aguas Residuales de SENCICO). La Lámina 7 ilustra este dispositivo.

### Lámina N° 7: Buzón con caída de mas de 1m



En la calle Luís Felipe de Solar (Buzón N° 36) y en Asovisem (Buzón N°118a), hay tramos que carecen de buzón de inicio. En el caso del tramo de Asovisem, el tramo B118-B118a no ha sido sellado, dejando ingresar grandes cantidades de arena, piedras y lodos en el sistema.

## 7 CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las conexiones domiciliarias están compuestas por una caja de registro, que puede ser ubicada en la vereda o dentro del límite de propiedad. El material del que está construido es de concreto simple, tiene una sección de 0,30 x 0,60 m y 0,90 m de altura en promedio y una tubería de CSN o de PVC de 150 mm de diámetro que va desde la caja de registro hasta el colector. Las tuberías de CSN se empalman al colector a través de un accesorio llamado cachimba y las tuberías de PVC a través de una silla domiciliaria. Se ha podido observar que se están instalando tuberías domiciliarias de PVC a colectores de CSN, llevando a cabo la unión mediante un dado de concreto. Para asegurar una mejor conexión, sería importante que las conexiones y las tuberías sean del mismo material.



## 7.1 Clasificación por Tipo de Usuario

Según los reportes proporcionados por el área comercial, a Diciembre del año 2000 se encuentran registradas 3.933 conexiones domiciliarias de alcantarillado de las cuales 3.049 se encuentran activas y 884 fuera de servicio, encontrándose clasificadas de acuerdo al uso en doméstico, comercial e industrial, como se muestra en el Cuadro N° 3.11.

También se ha podido diferenciar las conexiones que tienen ambos servicios, es decir agua y desagüe y las conexiones que tienen únicamente desagüe.

**Cuadro N° 3.11 : Conexiones en servicio**

Categoría	Detalle		Total
	Agua / Desagüe	Desagüe	
Doméstico	2.655		2.655
Comercial-50	152	1	153
Comercial-30	230		230
Industrial	9	2	11
<b>Total</b>	<b>3.046</b>	<b>3</b>	<b>3.049</b>

Fuente: Area Comercial Emapa Chancay

Existen 998 conexiones domiciliarias de desagüe en las zonas de Peralvillo, Santa Rosa y El Cascajo que están utilizando el sistema desde el año 1998 pero no se encuentran registrados como usuarios, esta obra se ejecutó en el año 1996 con financiamiento del FONAVI y hasta la fecha no se ha podido recepcionar la obra debido a que existen irregularidades respecto al contrato de los usuarios con la entidad financiera. Recientemente EMAPA CHANCAY se encuentra llevando a cabo el empadronamiento de los usuarios.

## 7.2 Cobertura de Servicio de Alcantarillado

El nivel de cobertura del servicio se determina a través de la relación porcentual entre la población servida conectada al sistema de alcantarillado y la población total del área de influencia del proyecto.

La cobertura por conexiones domiciliarias que se obtiene al fin del ejercicio del año 2000, considerando a las 3.049 conexiones activas y también a las 998 conexiones que aún no se encuentran registradas pero que están usando el servicio.

**Cuadro N° 3.12: Características de la cobertura**

Población total	27.093
N° hab/viv	4,46
N° total de conexiones activas	4.047
Población servida	18.050
% Cobertura	66,62%

### 7.3 Estado de las Conexiones Domiciliarias de Desagüe

De la inspección realizada en las conexiones domiciliarias de desagüe (visibles), se ha encontrado que un 22% de las conexiones tienen cajas en mal estado o carecen de tapas. Cuando decimos mal estado, significa que la tapa y/o el marco de la caja está rota o dañada. La mayoría de las tapas de fierro están corroídas pero todavía son utilizables.

Las cajas construidas en lotes que no cuentan con vereda de cemento, carecen de losa protectora y están más propensas a deteriorarse.

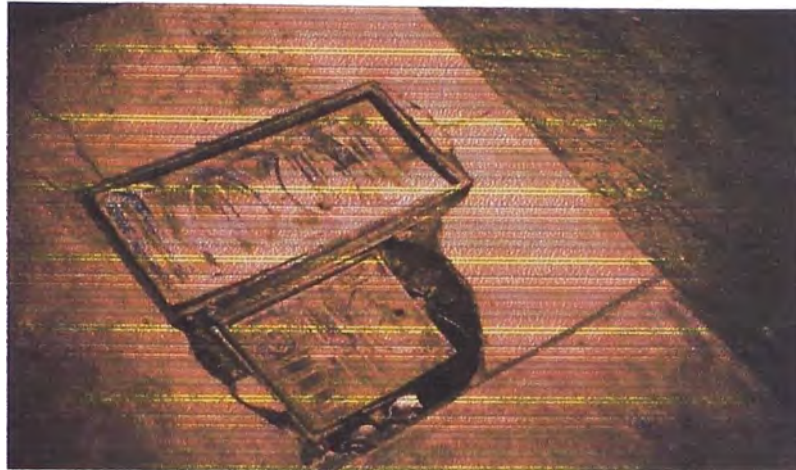
De las 4.931 cajas domiciliarias de desagüe activas y inactivas, sólo el 67,6% fueron ubicadas.

En el Cuadro N° 3.13 se muestra el estado de las 3.332 cajas de desagüe inspeccionadas.

**Cuadro N° 3.13: Estado de cajas de desagüe**

Estado de la tapa	N° de cajas	%
<b>Buen estado</b>	2.609	78
Mal estado	291	9
Sin tapa	432	13
<b>Total</b>	<b>3.332</b>	<b>100</b>

Es conveniente que se lleve a cabo una inspección más detallada de las conexiones domiciliarias de desagüe a fin de tener un mejor conocimiento del estado en que se encuentran.



Caja domiciliaria de agua potable y desagüe

## 8 LÍNEAS DE IMPULSIÓN Y ESTACIÓN DE BOMBEO

La primera línea de impulsión y la estación de bombeo fueron construidos en el año 1968 con la finalidad de conducir los desagües del área de drenaje V (Juan Velasco, Santa Rosa y El Puerto) hasta la zona denominada Espolón Sur. Según la información proporcionada por el personal antiguo de la empresa, la obra quedó concluida pero los equipos de bombeo instalados no eran los adecuados y se tuvo que dejar inoperativa la estación de bombeo, incluso las redes no entraron en funcionamiento hasta el año 1988 que como medida de emergencia se tuvo que conectar dentro de la cámara húmeda la tubería de ingreso con el rebose y construir 7 buzones adicionales al que descarga el rebose e instalar 470 mL. de tubería de 300 mm (actualmente es el emisor A5).

En el año 1992 bajo la administración de SENAPA se instaló una línea paralela a la existente, la ampliación de la cámara húmeda y también el equipamiento de la estación de bombeo con nuevo equipo de bombeo, pero por motivos que esta entidad entró en liquidación y aún no se había instalado el transformador se quedó la obra inconclusa y hasta la fecha no funciona.

### 8.1 Líneas de Impulsión

Como se ha mencionado anteriormente estas líneas de impulsión fueron diseñadas para evacuar los desagües del área de drenaje V, está conformada por dos líneas en paralelo de 583 mL cada una para trabajar a presión hasta un buzón de inspección y desde allí bajar hasta la zona denominada Espolón Sur por gravedad a través de 515 mL de tubería de 300 y 250 mm y 18 buzones de inspección.

En el Cuadro 3.14 se muestran las características de las líneas.

**Cuadro N° 3.14: Características de las líneas de impulsión**

Descripción	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material	Año de Instalación
Tub.Imp. I	583	200	A.C.	1968
Tub.Imp. II	583	200	A.C.	1992
B894 - B899	154	300	CSN	1992
B899 - B905	148	250	C.R.	1968
B905 - B909	129	250	C.R.	1968
B909 - B911	84	250	PVC	1993

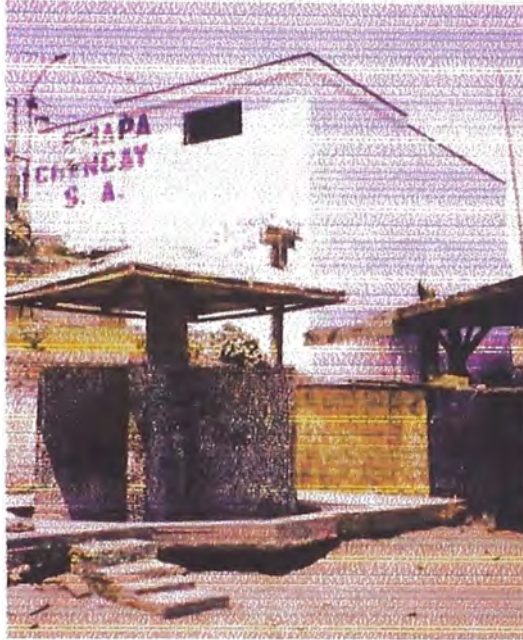


Buzón N° 894 de la descarga final hacia el Espolón Sur

De la inspección realizada se han enumerado los buzones del tramo que trabaja a gravedad desde 894 hasta 911. Se ha podido observar que los buzones N° 905 a 911 se encuentran con el techo destrozado y sin marco y tapa. En cuanto a los demás, se encuentran en buen estado salvo algunos acabados como emboquillado del tubo en el buzón que no fueron terminados.

## 8.2 Estación de Bombeo

La estación de bombeo es una estructura de material noble, compuesta por una cámara seca y húmeda, caseta de bombeo, sala de máquinas, caseta del operador y un ambiente para servicios higiénicos. Ocupa un área de 69,70 m<sup>2</sup> y se encuentra ubicada entre las calles Las Canarias y El Malecón del puerto.



Caseta de Bombeo ubicada en el Puerto de Chancay

El ambiente no cuenta con energía eléctrica debido a que el transformador eléctrico no fue conectado a la red de alta tensión y el ambiente destinado a servicios higiénicos no cuenta con sanitarios.

### 8.2.1 Obra Civil

Es una estructura con muros de albañilería, columnas y losa armada en el techo, ocupa un área de 69,70 m<sup>2</sup> y tiene dos niveles, en una se ubican la cámara seca y húmeda y en la otra la caseta de bombeo, servicios higiénicos y ambiente del operador.

La ampliación de la cámara húmeda que se realizó en 1992 no se encuentra interconectada hasta la fecha; entre las dos estructuras albergan 27 m<sup>3</sup> en volumen útil.

Las estructuras existentes se encuentran en buen estado, sólo las cribas de la cámara de rejas se encuentran destruidas, teniendo en cuenta que el desagüe del área de drenaje pasa por esta unidad.



Cámara de rejas ubicada en la caseta de bombeo

### 8.2.2 Instalaciones Hidráulicas

La instalaciones hidráulicas están compuestas por dos líneas de descarga que funcionan independientemente, sólo a la salida de la estación están unidas por un by-pass que tiene una válvula de compuerta de 250 mm.

Cada línea de descarga está compuesta por una válvula de compuerta de 250 mm en la succión y una válvula de compuerta y válvula check de 250 mm en la salida de la descarga. Se observa un buen estado de conservación.

En cuanto al equipamiento electromecánico se cuenta con dos bombas de eje vertical, motor eléctrico y tablero de control, cuyas características se presentan en el Cuadro N° 3.15.

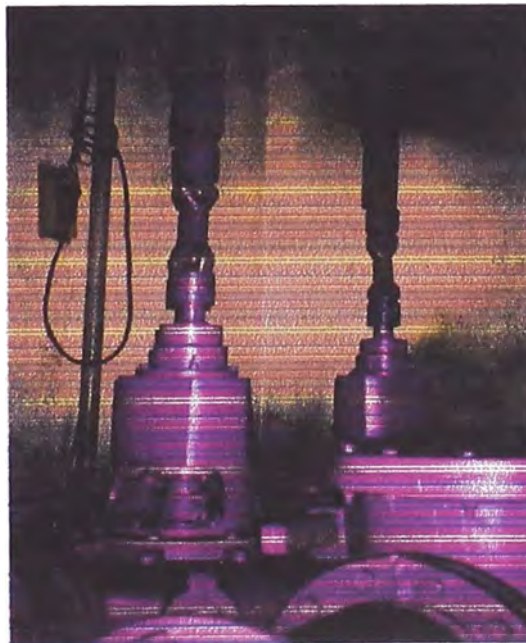
### Cuadro N°3.15: Características del equipamiento

#### electromecánico

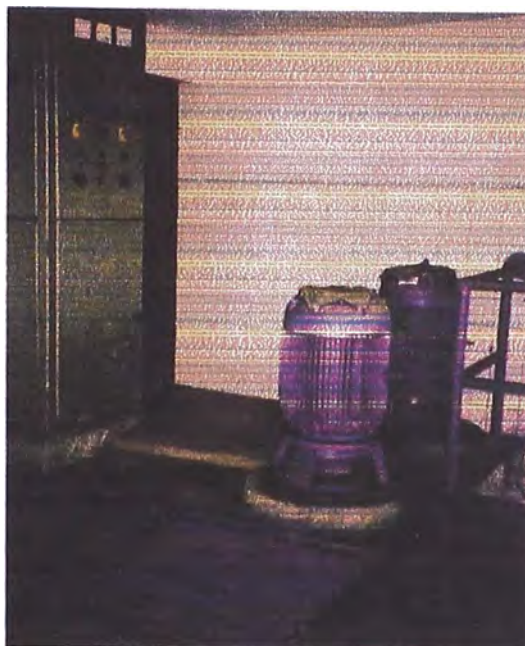
DESCRIPCIÓN	ELECTROBOMBA	MOTOR	DESCRIPCIÓN	TABLERO ELECTRICO
Marca	Hidrostral	Delcrosa	Interruptor	MANELSA 175A-40KA
Modelo	F6KM-1F2S	-	Relay	MITSUBISHI 54-80A TH-K60TAKP
N° de serie	134257M2	134257M2	Cables	N°6
Potencia	48 HP	38,8 KW	Fusibles	NH1 - 200 amp
RPM	1760	1760	Temporizador	STROMBERG 0,15 - 15 seg.

El transformador eléctrico instalado en 1992 presenta corrosión de la carcasa y los fusibles han sido retirados. Es conveniente que todo el sistema electromecánico reciba un mantenimiento para saber el estado real en que se encuentran ya que han sido instalados hace 9 años y no han entrado en funcionamiento.

En la siguiente fotografía se muestran las bombas de eje vertical ubicadas en la cámara seca de la estación de bombeo.



Bombas de eje vertical ubicadas en la cámara seca



Motores de las bombas ubicadas en la caseta de bombeo

### 8.2.3 Máxima Capacidad Instalada

Se cuenta con una capacidad de 27 m<sup>3</sup> en la cámara húmeda y 18,67 m de diferencia entre el nivel mínimo en la cámara y el nivel de llegada en el buzón de descarga, así como 2 líneas de impulsión con 583 mL y 200 mm de diámetro cada una.

Para estos valores existentes y la curva de funcionamiento de la bomba se analizó el caudal máximo de contribución que puede atender esta estación. Bajo la hipótesis que las áreas de drenaje desde I a V descargarán mediante un emisor principal hasta la cámara de desagües no es suficiente la capacidad de conducción de las dos líneas en paralelo por lo tanto se determinó el caudal máximo de contribución que puedan conducir estas líneas según se muestra en el Cuadro N°3.16.



**Cuadro N° 3.16: Parámetros de Capacidad Instalada**

<b>Parámetros</b>	<b>Valores</b>	
Longitud	583,00	m
Diámetro	8	"
Nivel de techo (E.B)	12,72	m.s.n.m
Nivel máximo de agua (C.H)	11,22	m.s.n.m
Nivel mínimo de agua (C.H.)	9,81	m.s.n.m
Altura geométrica	<b>18,67</b>	m
$t_{max}$	30,00	min
$t_{min}$	9,00	min
$Q_{maxc}$	90,00	Lps
$Q_{pc}$	48,65	Lps
$Q_{minc}$	24,32	Lps
K	3,70	
$Q_{bombeo\ total}$	124,05	Lps
$Q_{bombeo/\ tub}$	62,03	
Volumen	25,55	
$H_f$	10,33	m
Velocidad	1,97	m/seg
HDT	29,00	m

La estación de bombeo con los equipos y las líneas existentes sólo puede atender a 90 Lps de caudal máximo de contribución y el volumen requerido es 25,55 m<sup>3</sup>, para obtener estos valores sólo trabajará una bomba quedando como reserva la otra. Para poder bombear todo el desagüe producido en las cinco primeras áreas de drenaje será necesario instalar una tubería en paralelo a las dos existentes, ya que la capacidad de la bomba es suficiente mas no así de las tuberías.

## 9 EMISORES

Se consideran emisores a las tuberías que conducen los desagües de la ciudad desde el último buzón de los colectores principales hasta la descarga final. El aforo de los colectores se ha realizado durante las horas de máximo consumo (de las 8 a las 10:40 a.m.) de agua potable.

Aunque los emisores no se encuentren en buen estado, no se recomienda hacer mejoramientos en ellos, a favor de captar las aguas residuales por interceptores para ser tratadas.

## 9.1 Emisor Avinka(A1)

Las aguas servidas colectadas del área de drenaje I son conducidas al punto de descarga a través del emisor A1 que se encuentra ubicado en la calle denominada "Callejón Avinka". Fue instalado en el año 1984 y conduce un caudal de 37 Lps según los aforos realizados a las 9:20 a.m. el 07-05-01, pero de acuerdo a la información proporcionada por la empresa el consumo de agua potable promedio diario es de 20 Lps. Este emisor es de 300 mm de diámetro de material CSN, tiene una longitud de 152,10 mL y tres buzones de inspección (N° 397-399)



Caída de aprox. 4 m. ubicada a unos 25 m de la descarga final del emisor Avinka

La descarga final comprende un tramo de tubería con una pendiente de 6‰ cuyo punta de descarga se encuentra ubicada a 39.6 m.s.n.m. con una caída de 4 metros aproximadamente, seguido de un riachuelo que se genera con el curso de aguas servidas de aprox. 25 m de longitud hasta llegar a la tubería de descarga final ubicada en un acantilado frente al mar; produciendo malos olores y contaminación en la playa Chorrillos; los dos últimos buzones se encuentran dentro de un terreno de propiedad privada.

El emisor A1 descarga casi en su totalidad las aguas residuales provenientes de la industria Avinka S.A. (dedicada al procesado de pollos) y de 5 conexiones domésticas.

Se realizó el aforo en los dos últimos buzones (N° 398 y 399) del emisor los cuales no cuentan con tapa para su debida protección. Esto presenta un riesgo a la salud de los moradores y también un riesgo de daño al sistema o de manipulación sin autorización de la empresa.



Descarga final del emisor Avinka

## 9.2 Emisor Junin(A2)

Las aguas servidas colectadas del área de drenaje II son conducidas al punto de descarga a través del emisor A2 que se encuentra ubicado en la prolongación del Jr. Junín, fue instalado en el año 1947 y conduce 24 Lps aproximadamente según los aforos realizados a las 10:58 a.m. del 07-05-01. Este emisor es de 200 mm de diámetro de material CSN, tiene un longitud de 217 mL y cuatro buzones de inspección (N° 75-78).

El punto de vertimiento o disposición final está ubicado en una zona erosionada próxima a un acantilado, ya que anteriormente la descarga se efectuaba aguas abajo a unos 15 m de distancia donde existen tres buzones inoperativos, debido a que la tubería se encuentra rota posterior al buzón N° 78 por donde discurre el flujo hacia la playa.

Como la descarga se realiza al aire libre se pueden percibir los malos olores y la contaminación de la playa, teniendo en cuenta que ésta se utiliza como centro de recreación y para pesca.



Descarga del emisor Junín con tubería rota

Como el tramo entre los buzones N° 77 y 78 atraviesa un terreno de uso agrícola, los propietarios de estos terrenos aprovechan la oportunidad de taponear el buzón N° 77 para que por rebose puedan regar sus tierras con el desagüe crudo que no tiene ningún tipo de tratamiento, con lo cual ponen en riesgo la salud de los consumidores y provocan que los materiales sedimentables se acumulen dentro de la tubería y posteriormente puedan presentarse atoros en los mismos.

### **9.3 Emisor Víctor Raúl(A3)**

Las aguas servidas que se evacuan de la zona de drenaje III son conducidas al punto de descarga a través del emisor A3 que se encuentra ubicado a la altura de la prolongación Víctor Raúl, fue instalado en el año 1947 y conduce 9 Lps aproximadamente según los aforos realizados a las 10:40 a.m. el 09-05-01. Este emisor es de 250 mm de diámetro, de material CSN, tiene una longitud de 272,50 mL y seis buzones de inspección (N° 262 y 400-404).



Descarga del emisor Víctor Raúl

El punto de descarga final se realiza en un acantilado muy próximo al mar que se encuentra muy erosionado, los 5 buzones finales se encuentran en un terreno de propiedad privada de los cuales el buzón N° 400 no tiene marco y tapa y los buzones N° 401 y 402 no tienen techo.

Anteriormente existía un canal aguas abajo del emisor que permitía conducir las aguas adecuadamente hacia el mar, pero éste fue destruido.



Flujo del emisor A3, que baja por el acantilado hasta llegar al mar

#### **9.4 Emisor La Jabonera(A4)**

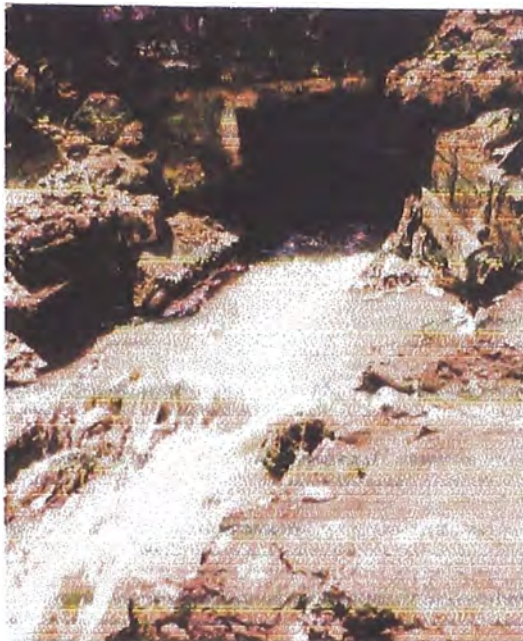
Las aguas servidas que se evacuan de la zona de drenaje IV son conducidas al punto de descarga a través del emisor A4 que se encuentra ubicado en el puerto de la ciudad a la altura de la playa La Jabonera, fue instalado en el año 1985 y conduce 93 Lps aproximadamente según los aforos realizados el 14-05-01 entre las 10:20 y las 10:40 a.m., considerando el aporte del caudal del canal de regadío. Este emisor es de 300 mm de diámetro, de material CSN, su longitud no ha podido ser medida porque atraviesa un terreno industrial, se inicia en el buzón N° 414 y termina en un canal cerrado de sección cuadrada de 1,50 m<sup>2</sup> de área.

El flujo que sale del emisor ha formado un riachuelo habiendo zonas donde el desagüe queda estancado antes de llegar al mar.

Cabe indicar que este emisor en el buzón 414 recibe el aporte de desagües domésticos, el agua sobrante del canal de riego y el desagüe industrial de la empresa Avinka.

El agua del canal de riego que ingresa al emisor presenta caudales muy variables, como se puede observar los resultados que se han tenido después de haber aforado dos veces los días 10-05-01 a las 12:00 a.m. y el 11-05-01 a las 9:00 a.m, varía entre 14 y 60 Lps. Cabe mencionar que en épocas de lluvias fuertes en la sierra (Noviembre – Abril), este canal se rebalsa y el flujo ingresa a través del buzón 414 arrastrando arena.

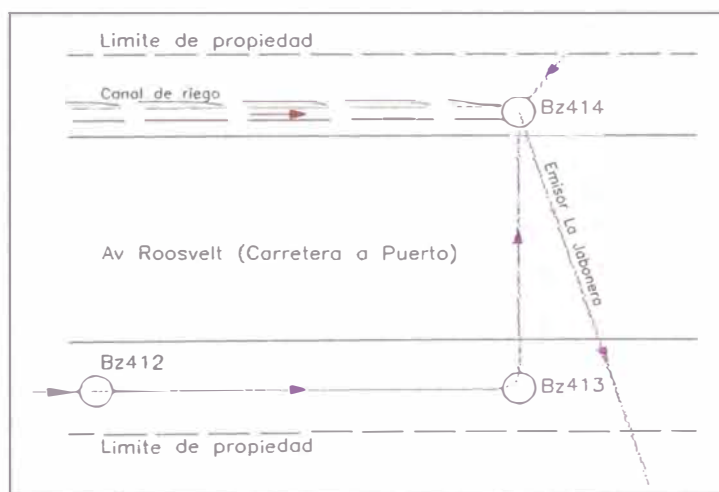
El aforo se realizó en forma independiente antes de que se mezclen los tres tipos de agua en el buzón N° 414, no pudo llevarse a cabo en la parte final del emisor porque existe mucha turbulencia y la sección del canal es irregular.



Descarga final del Emisor A4 frente a la Playa Puerto.

El funcionamiento de este emisor no es el más adecuado debido a que el colector principal C-8 al pasar por el buzón N° 413 cambia el sentido del flujo en un ángulo de 90° antes de llegar al buzón N° 414 (cruza la calle Roosevelt), ingresa a éste en la cota 17,51 para luego salir del mismo en la cota 16,51 en sentido contrario al de ingreso según se muestra en la Lámina N° 8.

**Lámina N° 8: Funcionamiento anormal del emisor A4**





Curso de las aguas del Emisor A4 hacia el mar

## 9.5 Emisor Las Canarias(A5)

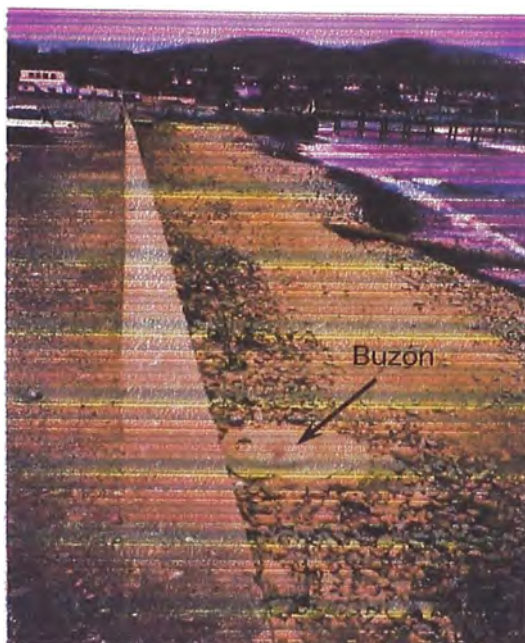
Las aguas servidas colectadas del área de drenaje V son conducidas al punto de descarga a través del emisor A5 que se inicia en el buzón N° 425 a la altura de la estación de bombeo y la Av. Las Canarias. Fue instalado en el año 1987 y conduce 19 Lps aproximadamente según los aforos realizados el día 11-05-01 a las 08:45 a.m.

Este emisor es de 300 mm de diámetro de material CSN, tiene una longitud de 408,55 m y ocho buzones de inspección (N° 425-430 y 434-436).

El buzón N° 426 se encuentra dentro de un establecimiento comercial (kiosko/restaurante de construcción precaria) lo cual representa riesgos para la salud de los consumidores y no permite el fácil acceso para realizar las operaciones de mantenimiento o inspecciones regulares.

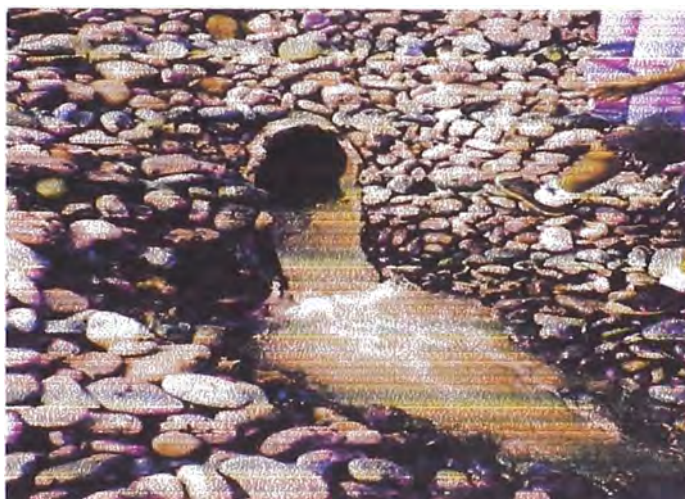
Los buzones N° 428 y 429 se encuentran enterrados a 2,95 y 2,15 m respectivamente y los buzones N° 434-436 se encuentran sellados.





Ultimo buzón del emisor A5

El punto de vertimiento final se encuentra enterrada bajo una zona pedregosa. Con la subida de la marea, las olas obstruyen parcialmente la tubería con las piedras de la playa.



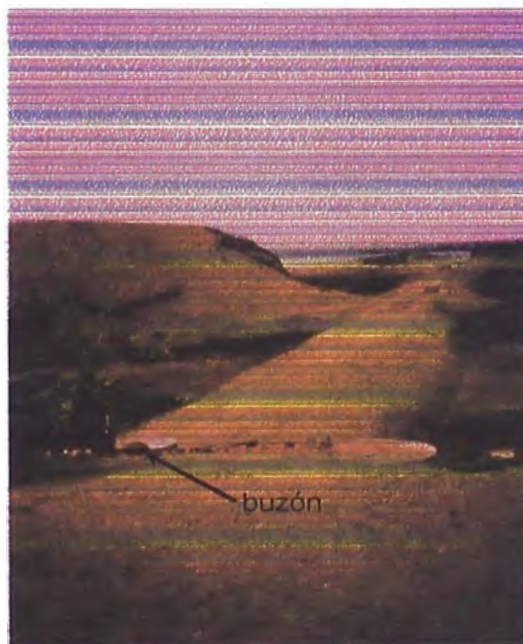
Emisor Las Canarias

Cuando se ejecutaron las obras de alcantarillado del Puerto se consideró que a partir del buzón N° 425 ingresarían a la estación de bombeo desde donde serían impulsados los desagües hasta la zona denominada Espolón Sur, para ello se llegó a instalar la línea de impulsión, cámara de reunión de desagües y estación de bombeo e incluso se llevó a cabo el equipamiento de la estación, pero nunca

llegó a operar. Posteriormente se construyó este emisor para evacuar las aguas residuales del puerto hacia el mar mediante la instalación de las tuberías y los ocho buzones de inspección. Como en el caso de los anteriores emisores, éste contamina directamente las playas de Chancay.

## 9.6 Emisor Cascajo(A6)

Las aguas servidas colectadas del área de drenaje VI son conducidas al punto de descarga a través del emisor A6 que se inicia en el buzón N° 547, fue instalado en el año 1998 y conduce 21 Lps aproximadamente según los aforos realizados el 08-05-01 a las 10:30 a.m. Este emisor es de 300 mm de diámetro de material CSN hasta el buzón N° 592 y luego es de material PVC. Tiene una longitud de 877,10 mL y doce buzones de inspección (N° 547, 567, 588-597).



Primer buzón del emisor A6

Se encuentra ubicado a la altura de la prolongación Av. El Triunfo, en la zona denominada "El Cascajo", el emisor A6 dentro del proyecto de desagüe de las localidades de Santa Rosa, Peralvillo y el Cascajo estaba considerado sólo hasta la planta de tratamiento (Lagunas de Oxidación) pero como estas no fueron construidas por problemas técnicos se tuvo que prolongar hasta las orillas de la playa Cascajo, donde es evacuado por debajo del nivel del terreno, llevándose a cabo en algún grado un proceso de filtración natural que consiste en un lecho de piedras de aproximadamente 70 m de largo por 4 m de ancho y 1m de

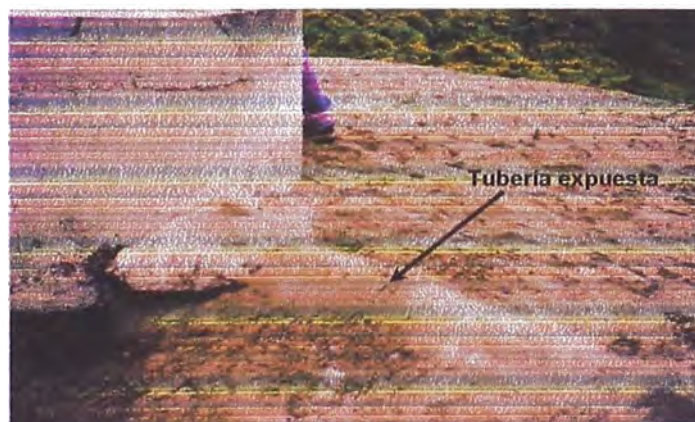
profundidad. Esta laguna está ubicada aprox. a 30 m del mar, y es acondicionada periódicamente, debido a que las piedras son removidas por el oleaje hacia la disposición final, provocando el embalsamiento de este emisor.

A manera de investigación, sería interesante que EMAPA Chancay realice la excavación de una calicata para observar el resultado de esta cama de solido natural.



Laguna del Emisor Cascajo

Los buzones de este emisor están sobre el nivel del terreno, a una altura de 1,50 m aproximadamente (como se muestra en la siguiente fotografía), la influencia de los vientos originan la visibilidad de las tuberías enterradas, ya que éstas se encuentran a poca profundidad y frecuentemente son tapadas con arena para prevenir daños.



Tubería expuesta del Emisor Cascajo

## 10 CANALES DE RIEGO

En la ciudad de Chancay, se puede observar varios canales de riego de tamaños diferentes, pero la mayoría de ellos sin revestimiento.



**Canal de riego del Callejón Avinka  
antes de cruzar la Panamericana**

Existen tres canales de riego que tienen actualmente una influencia sobre el sistema de alcantarillado sanitario. El primer canal proviene de las chacras al noreste del C.P. Aldea Campesina, cruza la autopista Panamericana Norte y baja el Callejón Avinka. Luego, cruza la calle Benjamín Vizquerra y se divide en dos flujos. El primero sigue la misma calle en dirección sur hasta la Calle Junín donde voltea hasta el oeste hacia descargar directamente al mar. El segundo baja directamente a través de una chacra. El canal no tiene revestimiento y está descubierto hasta la calle B. Vizquerra, luego (para el segundo flujo) sigue con un canal de concreto cerrado hasta la tercera parte de la Calle Junín desde donde sigue descubierto. Estos canales de riego requieren limpieza de manera regular, ya que de vez en cuando el agua se rebalsa y baja la calle Benjamín Vizquerra en dirección de la Plaza de Armas, en estos casos los vecinos de la zona abren los buzones del sistema de alcantarillado para que se evacúen las aguas, siendo estas un aporte imprevisto para el sistema. Se constata que la Calle Benjamín Vizquerra tiene un punto bajo entre la Calle Junín y la Calle Luis

Felipe de Solar en donde se queda el agua por algunos días hasta que se evapore o percole. Esto representa riesgos para la salud de los moradores, además de dañar el asfalto.

El segundo canal proviene de las tierras agrícolas al este de la Panamericana Norte y llega a la autopista frente a la Calle San Martín. El canal cruza la autopista y baja hacia el sur hasta la Calle Alcatraz dónde voltea hacia el este y baja el lado norte de la misma calle. Cuando llega a la esquina de la Calle Alcatraz y la Carretera del Puerto, voltea y sigue el lado este de la Carretera hasta empalmarse en la red de desagüe por el buzón N° 414. Este canal inicialmente no tiene revestimiento hasta llegar a la Calle Alcatraz en donde cuenta con revestimiento, cerrado bajo la vereda norte. Tiene un caudal fuerte que fue aforado dos veces los días 10-05-01 a las 12:00 a.m. y el 11-05-01 a las 9:00 a.m con un resultado muy variable de entre 14 y 60 Lps respectivamente. Las aguas bajan entonces la Calle Alcatraz y al rebalsar baja la Carretera al Puerto en dirección sur, infiltrándose las aguas en particular al Buzón N° 414. El flujo no ha sido aforado en estos casos, por lo cual se desconoce el caudal máximo.



Canal de riego de la Calle Alcatraz después de cruzar la Panamericana

El tercer canal es de tierra y descubierto como se aprecia en la foto a continuación, con un fuerte caudal que proviene de las tierras agrícolas al norte del AA.HH. La Soledad. El canal cruza la Panamericana Norte y baja el lado norte de la Calle El Progreso. Luego, el canal esta cubierto y descarga las aguas servidas al buzón N° 414.



Canal de riego de la Calle Progreso

La cantidad y las características de los desperdicios provenientes de tierras agrícolas varían mucho. Los contaminantes principales en aguas sobrantes de regadío son sedimentos, desperdicios animales, elementos nutritivos de plantas, residuos de cosechas, sales inorgánicas, minerales, pesticidas, insecticidas y fertilizantes químicos o naturales (Water Supply and Pollution Control, 6th Edition, Warren Viessman, Jr. & Mark J. Hammer, Addison-Wesley Longman, Inc., 1998, 827 p.). Esta agua tiene un efecto sobre el cuerpo receptor y tendría que ser tratada al menos con una sedimentación primaria antes de ser descargada al mar o reusada.

## 11 CARACTERIZACIÓN DE AGUAS SERVIDAS

Como se puede observar en el Cuadro N° 3.17, los resultados de los análisis de las aguas servidas realizadas en el punto de vertimiento final de los emisores los días 10-05-01 a las 12:00 a.m. y el 11-05-01 a las 9:00 a.m, presentan una

característica típica de un desagüe crudo sin ningún tipo de tratamiento, contaminando estas descargas el mar de Chancay que es el cuerpo receptor.

Los parámetros de DBO que varían entre 225-563 mg/L, DQO entre 438-2191 mg/L y coliformes termotolerantes (fecales) de  $14 \times 10^5$  a  $16 \times 10^7$  NMP/100 ml indican la contaminación orgánica y bacteriológica de esta agua.

**Cuadro N° 3.17: Resultados del análisis a los emisores**

Parámetro	Unidad	Resultados						Límite (*)
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	Máximo
Aceites y Grasas	(mg/L)	189	N.R.	N.R.	49	N.R.	N.R.	-
Sólidos Suspendidos Totales	(mg/L)	528	220	164	192	172	232	10
Sólidos Totales	(mg/L)	1316	840	832	942	1012	1222	-
Sólidos Sedimentables	(mg/L)	4,5	2,5	4,0	4,5	4,0	4,5	-
Demanda Bioquímica de Oxígeno	(mg/L)	563	275	275	225	225	238	5
Demanda Química de Oxígeno	(mg/L)	2191	618	478	677	438	637	15
Nitrógeno Amoniacal	(mg/L)	9,79	13,86	17,31	10,59	13,79	20,31	-
Coliformes Totales	(NMP/100mL)	$13 \times 10^5$	$16 \times 10^6$	$16 \times 10^6$	$\geq 16 \times 10^6$	$\geq 16 \times 10^6$	$90 \times 10^5$	-
Coliformes Fecales	(NMP/100mL)	$14 \times 10^5$	$16 \times 10^6$	$16 \times 10^6$	$\geq 16 \times 10^7$	$\geq 16 \times 10^7$	$50 \times 10^5$	1000
Parásitos	(N°de parásitos/L)	2	270	75	335	5	116	<1

(\*) Límite máximo para efluentes de Plantas de tratamiento de aguas servidas. (Propuesta de norma peruana sobre aprovechamiento de aguas residuales, PRONAP, 1996)

El tratamiento de las aguas residuales en países en desarrollo, está dirigido a la remoción de parásitos y a la reducción del contenido de las bacterias patógenas, evaluándose a través de la presencia de organismos indicadores, representados por el coliforme termotolerante o fecal.

El contenido de los coliformes termotolerantes o fecales en los efluentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales depende de lo que se tenga que proteger, bien sea durante la etapa de disposición final a un curso o cuerpo de agua, o durante su reutilización. Dependiendo del lugar de disposición final o del aprovechamiento que se le destine al agua residual tratada, se debe definir el contenido de microorganismos coliformes en el efluente de la planta de tratamiento.

La carga de DBO de las aguas servidas es importante porque define el tipo de tratamiento a utilizar. Existen dos tipos de descargas de aguas servidas tanto industriales como domésticas, de las cuales se puede comprobar que la mayor

contribución de DBO por día es del emisor A1 el cual casi en su totalidad descarga aguas industriales. En el Cuadro N° 3.18, se pueden constatar que la concentración en grasas del efluente de la industria Avinka que se arroja en el Emisor A1 se encuentra encima de las normas establecidas en el Reglamento de Desagües Industriales para grasas. Sería recomendable que los desagües industriales y comerciales cuenten con un pre tratamiento, instalando cámaras de rejillas y trampas de grasas, para no afectar el sistema de alcantarillado.

Como no se conocen las variaciones en el tiempo de los caudales y de las cargas de las aguas industriales descargadas, sería importante estudiarlas y luego verificarlas periódicamente para asegurar que no sobrepasen las normas de desagües industriales.

**Cuadro N° 3.18: Normas y resultados de aguas industriales**

Parámetro	Unidad	Emisor A1	Emisor A4	Norma
Sólidos Sedimentables	(mg/L)	4,5	4,5	8,5
pH		6,9	7,2	5,0 - 8,5
Temperatura	(°C)	N.R.	N.R.	< 35
Grasas	(mg/L)	189	49	< 100
DBO	(mg/L)	563	225	< 1000

Fuente: Reglamento de Desagües Industriales, DS 28-60 S.D.P.L del 29.11.60, Ministerio de Fomento de Obras Públicas

Mediante un cálculo preliminar se ha determinado el promedio (mezcla de los seis emisores) de la carga bacteriana y otros parámetros importantes para determinar el tratamiento adecuado de esta agua servida, según se muestra en el Cuadro N° 3.19.

**Cuadro N° 3.19: Carga bacteriana en la mezcla de los emisores**

Parámetro	Unidad	Carga Promedio
Demanda Bioquímica de Oxígeno	(mg/L)	243
Sólidos Suspendidos Totales	(mg/L)	200
Nitrógeno Total	(mg/L)	26
Nitrógeno Amoniacal	(mg/L)	14,41
Coliformes Fecales	(NMP/100mL)	14x10 <sup>6</sup>
Parásitos	(N°de parasitos/L)	196

Es importante conocer el aporte per cápita de los principales contaminantes bacteriológicos, patógenos y orgánicos, ya que se requiere para efectuar los



cálculos de diseño en los diferentes tipos de tratamiento a seguir. Estos valores se muestran en el Cuadro N° 3.20.

**Cuadro N° 3.20: Aporte per cápita en desagües domésticos**

Parámetro	Unidad	Aporte per cápita
Demanda Bioquímica de Oxígeno	(g/hab.día)	65
Sólidos Suspendidos Totales	(g/hab.día)	54
Nitrógeno Total	(g/hab.día)	6
Nitrógeno Amoniacal	(g/hab.día)	4
Coliformes Fecales	(NMP/100ml.hab.día)	$3,5 \times 10^4$
Parásitos	(N°de parasitos/hab. día)	52

## 12 DISPOSICION FINAL

Sólo debemos añadir que la disposición final se da en el mar de Chancay, el cual recibe la descarga de los 6 emisores a lo largo del litoral. En el caso del emisor A6, existe en algún grado un tratamiento natural por filtración que reduce los sólidos suspendidos, debido a que la descarga se encuentra por debajo del nivel del terreno, se forma una laguna cuyas aguas atraviesan un lecho de piedras para llegar al mar.

En cambio, en los otros emisores, la descarga es directa al mar y expuesta al contacto con la población, representando un grave peligro de transmisión de enfermedades.

## 13 EVALUACIÓN DEL CUERPO RECEPTOR

El cuerpo receptor de las aguas residuales domésticas e industriales es el mar de Chancay, específicamente las playas El Cascajo, La Punta, La Jabonera y Los Chorrillos. Estas playas se pueden ubicar en la Lámina N°9 y se puede observar su estado en el Cuadro N° 3.21.

Las playas más afectadas son La Punta y La Jabonera, donde descargan los desagües de los emisores A3 y A4 y el residuo de los procesos producto de la

fabricación de harina de pescado. Esto puede observarse por la coloración y tonalidad diferente de las aguas.

Los análisis del agua de mar vienen de ENVIROLAB por muestras tomados el día 24/10/00, dos días después del inicio de operaciones en las plantas harineras.

**Cuadro N° 3.21: Observaciones del estado de las playas de Chancay**

Punto	Ubicación	Comentarios
P1	Playa Chancayllo	playa amplia y limpia, arenosa
P2	Playa La Viña	playa pequeña y limpia, poca arena, filtraciones de agua en los acantilados
P3	Playa Chorrillos	playa amplia y contaminada, arena negra, residuos pesqueros visibles en el agua
P4	Playa Jabonera	<b>playa amplia y contaminada, grava, en zona industrial poca transitada</b>
P5	Playa La Punta	playa pequeña y contaminada, arena negra
P6	Playa Las Salinas	playa amplia y limpia, poca transitada, arenosa

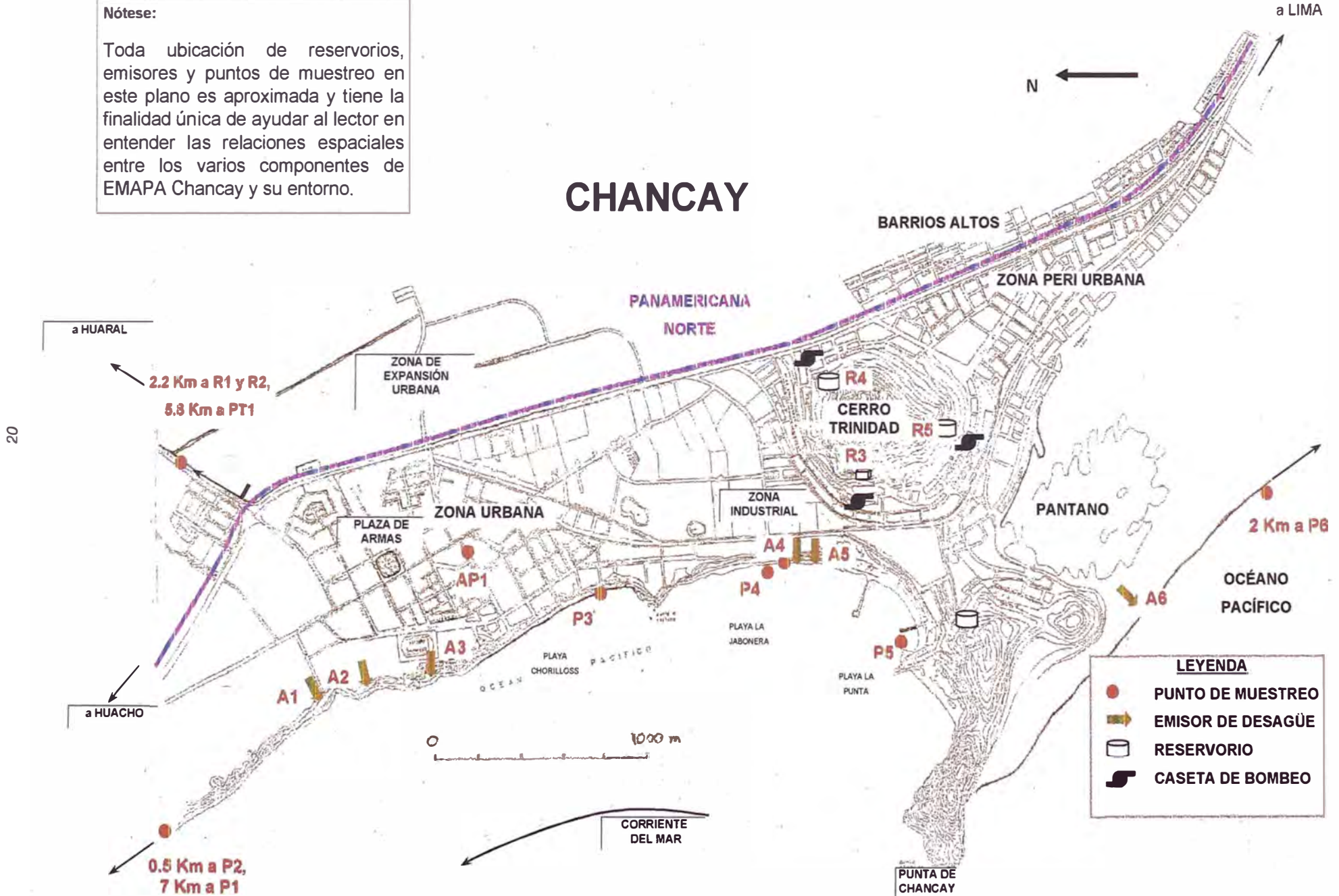
Los puntos de muestreo ambientales son en las playas y comprenden las muestras mar arriba (P6), en la zona urbana (P5, P4, P3) y mar abajo (P2, P1) como se muestran en la Lámina N° 9 a continuación.

Lámina N° 9: Ubicación de Puntos de Muestreo

Nótese:

Toda ubicación de reservorios, emisores y puntos de muestreo en este plano es aproximada y tiene la finalidad única de ayudar al lector en entender las relaciones espaciales entre los varios componentes de EMAPA Chancay y su entorno.

# CHANCAY



**LEYENDA**

- PUNTO DE MUESTREO
- ➔ EMISOR DE DESAGÜE
- RESERVORIO
- ⚡ CASETA DE BOMBEO

Los análisis de los parámetros ambientales se presentan en Cuadro N° 3.22.

**Cuadro N° 3.22: Parámetros de Calidad**

Punto de muestreo	DBO <sub>5</sub> día	Coliformes Totales	Coliformes Fecales	Aceites y Grasas	Turbiedad
	(mg/L)	(NMP/100 mL)	(NMP/100 mL)	(mg/L)	(UNT)
P1	< 1,0	500	130	< 5	3,6
P2	–	2300	300	–	–
P3	<b>91</b>	<b>5000</b>	<b>3000</b>	<b>20</b>	11,8
P4	–	<b>13.000</b>	<b>13.000</b>	–	–
P5	–	<b>17.000</b>	<b>13.000</b>	–	–
P6	< 1,0	80	30	< 5	8,2
LGA <sub>IV</sub> <sup>a</sup>	<b>10</b>	<b>5000</b>	<b>1000</b>	<b>0,2</b>	–

a: "Ley General de Aguas" : Clase IV. Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares)

Otra característica importante es su capacidad de bio-acumulación, los que por acción de los organismos vivos (peces) pueden amplificar la concentración de un contaminante y estos a su vez causar problemas al ser humano cuando lo consume.

Al sur de Chancay, la playa se encuentra contaminada por la acumulación de residuos sólidos y por la existencia de acequias con dirección al mar al cual también desembocan aguas residuales domésticas.

En la zona norte la notación es mucho menor debido a la afluencia de corrientes que diluyen la alta carga orgánica que proviene de la fábrica procesadora de embutidos; en esta zona ya no se presenta las coloraciones antes mencionadas.

Las corrientes se desplazan de sur a norte, siendo el desplazamiento promedio en la misma dirección.

El lecho marino tiene una pendiente no muy pronunciada llegando hasta la zona de La Puntilla con una profundidad aproximada de 18 m a lo largo de toda la playa, conformada en la parte central por arenas mientras que en el resto se encuentran cantos rodados.

**CAPÍTULO V ESTUDIO DE LA CONTRIBUCIÓN DE AGUA  
RESIDUAL AL SISTEMA DE  
ALCANTARILLADO**

## 1 CONTRIBUCIÓN DE AGUA RESIDUAL

Para estimar la proyección de la demanda de componentes para el sistema de alcantarillado, se tiene en consideración los resultados de la demanda domiciliar de agua potable estimados previamente, al cual se le aplica el coeficiente de aporte del consumo de agua determinado en el estudio del diagnóstico y las coberturas planteadas por el proyecto.

### 1.1 Proyección de Coberturas

La cobertura del servicio de alcantarillado doméstico alcanzó a Diciembre del 2000 un nivel de 66.62% la misma que fue determinada de la relación población servida con conexiones domiciliarias de alcantarillado y población total. Estos datos fueron proporcionados por el área comercial de EMAPA CHANCAY.

Para la proyección de la cobertura del servicio de alcantarillado se ha considerado que para el año 2025 se debe atender al 80% de la población total basado en un crecimiento progresivo según se muestra el Cuadro N° 4.01.

**Cuadro N° 4.01: Proyección de Cobertura de Alcantarillado**

AÑO	COBERTURA DE ALCANTARILLADO (%)
2000	66,62
2005	70,00
2010	72,50
2015	75,00
2020	77,50
2025	80,00

### 1.2 Proyecciones de los Caudales de Desague

La proyección de la contribución de agua residual domiciliar se estimó teniendo como información base la proyección de la demanda total de agua potable en m<sup>3</sup>/mes, al que se afecta por el coeficiente de aporte del consumo, cifra que ha

sido tomado del estudio del diagnóstico del sistema de agua potable el cual en promedio es de 80%. Para determinar la contribución al sistema de alcantarillado, al total de agua residual se afecta la cobertura proyectada

A continuación se presenta la tabla resumida del caudal promedio de desagües para el horizonte del proyecto, considerando que se llevarán a cabo las medidas de control de pérdidas y fugas así como la instalación de micromedidores en el sistema de distribución de agua potable.

**Cuadro N° 4.02: Proyección de la Contribución de Desagüe**

Año	Población		Cobertura (%)	Contribución Con Servicio (m <sup>3</sup> /mes)	Contribucion Fuente propia (m <sup>3</sup> /mes)	ContribuciónTotal	
	Total	Servida				(m <sup>3</sup> /mes)	(Lps)
	(hab)	(hab)					
2000	27.093	18.050	66,62	166.435	31.208	197.642	75
2005	29.393	20.575	70,00	114.967	31.208	146.175	56
2010	31.693	22.977	72,50	104.224	31.208	135.431	52
2015	33.993	25.495	75,00	115.643	31.208	146.850	56
2020	36.293	28.127	77,50	127.583	31.208	158.791	60
2025	38.594	30.875	80,00	140.046	31.208	171.253	65

La contribución con servicio se refiere al desagüe de los usuarios que cuentan con conexión de agua potable y las contribuciones de agua residual por fuente propia son de las industrias que tienen pozo propio de agua potable pero que usan el servicio de alcantarillado sanitario.

Para determinar el caudal total de desagüe, se ha dividido la demanda de agua potable para población servida por su cobertura para obtener la demanda de la población total. Luego, se ha calculado la contribución de agua residual, aplicando el aporte de 80% y la cobertura de alcantarillado a esta demanda. La contribución de desagüe de los usuarios que cuentan con conexión de agua potable se suma al caudal obtenido por contribución de fuente propia de las industrias y se obtiene la contribución total de desagüe para cada año.

## 2 OFERTA

### Definición del Servicio

La Ley General de Servicios de Saneamiento N° 26338 señala lo siguiente:

“La Prestación de los Servicios de Saneamiento comprende la prestación regular de: servicios de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial, disposición sanitaria de excretas, tanto en el ámbito urbano como rural”.

En el Título III, Artículo 10 de la Ley antes señalada, se precisan los sistemas que integran los servicios de saneamiento:

#### Servicio de Alcantarillado Sanitario y Pluvial

- Sistema de recolección que comprende: conexiones domiciliarias, sumideros, redes y emisores
- Sistema de tratamiento y disposición de las aguas servidas
- Sistemas de recolección y disposición de agua de lluvias

#### Servicios de Disposición Sanitaria de Excretas

- Sistemas de letrinas y fosas sépticas

#### Oferta del sistema de alcantarillado

La oferta del sistema de alcantarillado se define como la situación sin proyecto, pero tomando en cuenta las medidas de optimización propuestas.

Para llegar a una oferta representativa de la situación se considera como elementos constituyentes del sistema de alcantarillado los siguientes:

#### **Para la evacuación de aguas servidas**

- Colectores principales
- Emisores
- Cámaras de bombeo



Para poder definir la oferta de la red de colectores principales, se necesita tener un criterio de comparación que sea común a todas las cuencas y que sea representativo de la capacidad de la red. Como criterio de comparación, se elige la capacidad de la red, representada por su emisor (cuello de botella).

Esta capacidad es expresada por su caudal en litros por segundo (Lps). La capacidad de los emisores ha sido evaluada mediante aforos en uno de los tramos finales de cada emisor. Luego, con los resultados de los cálculos, se realizó la simulación hidráulica que nos ha permitido determinar las características hidráulicas de los colectores principales y de los emisores.

## **2.1 Capacidad**

Con la información básica obtenida de EMAPA CHANCAY y los levantamientos topográficos realizados, se procedió a analizar la capacidad hidráulica de los emisores para definir la capacidad permisible de conducción en cada uno de ellos. La capacidad hidráulica se determinó a partir del conocimiento del diámetro y pendiente de los diferentes tramos de los emisores.

Para determinar la capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado se realizaron los cálculos que se presentan a continuación.

### **2.1.1 Aforos**

Para determinar las características hidráulicas de los tramos de los emisores se efectuaron las mediciones de caudal, empleando el método de "Tirante-Pendiente". La velocidad se determinó por medio de elementos flotantes (tecnopor) y un cronometro.

Mediciones básicas:

- Longitud de un tramo del emisor entre dos buzones
- Diferencia de cotas entre los dos buzones
- Diámetro del colector

Medición efectuada: tiempo de desplazamiento del elemento flotante

Se procedió al aforo de caudales en los emisores que descargan al mar, durante el periodo del 7 al 14 de mayo obteniéndose los resultados que se muestran a continuación:

Emisor A1	:	37 Lps
Emisor A2	:	24 Lps
Emisor A3	:	9 Lps
Emisor A4	:	93 Lps
Emisor A5	:	19 Lps
Emisor A6	:	21 Lps
<hr/>		
Caudal total:		202 Lps

Se determinó que la producción actual de las aguas residuales en Mayo 2001, es igual a 202 Lps.

### 2.1.2 Cálculo de "n"

Para determinar la constante real de rugosidad "n" de los emisores del sistema de alcantarillado, se empleó la fórmula de Manning, fórmula cuyo uso se halla extendida en la actualidad.

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

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

$$Q = m^3/\text{seg}$$

$$A = m^2$$

$$S = m/m$$

n = adimensional

$$V = m/\text{seg}$$

$$R = m$$

Fórmula para calcular la constante de rugosidad real de los emisores:

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V}$$

Para utilizar ésta fórmula se empleó la información de campo, que dió las velocidades mostradas en el Cuadro N° 4.03.

**Cuadro N° 4.03: Cálculo de velocidades en los emisores**

Emisor	Hora	Tramo	Diámetro interno (m)	Tirante Y (m)	Tiempo t (seg)	Longitud L (m)	Velocidad		Pendiente S (m/m)	Y/D	R (m)
							Superficial (m/seg)	Promedio (m/seg)			
A1	09:40	398 - 399	0,29	0,230	81,09	59,20	0,73	0,66	0,0127	0,79	0,070
A2	10:40	77 - 78	0,22	0,120	57,65	71,00	1,23	1,11	0,0100	0,55	0,032
A3	11:10	403 - 404	0,30	0,085	44,23	27,60	0,62	0,56	0,0120	0,28	0,014
A4	10:40	439 - 438	0,25	0,100	102,76	51,40	0,50	0,45	0,0076	0,40	0,054
	10:20	407 - 408	0,30	0,140	92,15	69,80	0,76	0,68	0,0083	0,47	0,072
A5	08:45	435 - 436	0,33	0,140	118,47	72,00	0,61	0,55	0,0029	0,42	0,073
A6	10:21	594 - 595	0,31	0,180	154,41	79,50	0,51	0,46	0,0018	0,58	0,085

Para este caso consideramos que la velocidad promedio es igual al 90% de la velocidad superficial, porque la velocidad de la corriente es diferente en los puntos de la sección transversal del paso de agua, siendo mayor cerca de la superficie. La velocidad de corriente cerca de la superficie ( $V_{m\acute{a}x}$ ) permite deducir el valor de la velocidad media  $V$  que vale para toda la sección transversal. Se puede apreciar en el Cuadro N° 4.03 que la velocidad promedio en los emisores A3, A4, A5 y A6 está por debajo de la norma de construcción de 0.6 m/s y que en estos casos, favorece la sedimentación de material grueso en las tuberías.

$$V = (0,40 \text{ hasta } 0,92) V_{m\acute{a}x}$$

Aplicando la fórmula de Manning, obtenemos los coeficientes de rugosidad "n" para los 6 emisores según se muestran en el Cuadro N° 4.04.

**Cuadro N° 4.04: Cálculo de los coeficientes de rugosidad en los emisores**

Emisor	Hora	Tramo	Diámetro interno (m)	Tirante Y (m)	Tiempo t (seg)	Longitud L (m)	Velocidad		Pendiente S (m/m)	Y/D	R (m)	n de Manning
							Superficial (m/seg)	Promedio (m/seg)				
A1	09:40	398 - 399	0,29	0,23	81,09	59,20	0,73	0,66	0,0127	0,79	0,088	0,034
A2	10:40	77 - 78	0,22	0,12	57,65	71,00	1,23	1,11	0,0100	0,55	0,058	0,014
A3	11:10	403 - 404	0,30	0,09	44,23	27,60	0,62	0,56	0,0120	0,28	0,048	0,026
A4	10:40	439 - 438	0,25	0,10	102,76	51,40	0,50	0,45	0,0076	0,40	0,054	0,027
	10:20	407 - 408	0,30	0,14	92,15	69,80	0,76	0,68	0,0083	0,47	0,072	0,023
A5	08:45	435 - 436	0,33	0,14	118,47	72,00	0,61	0,55	0,0029	0,42	0,073	0,017
A6	10:21	594 - 595	0,31	0,18	154,41	79,50	0,51	0,46	0,0018	0,58	0,085	0,018

Todos los valores obtenidos difieren del rango de valores del coeficiente "n" de Kutter, que generalmente se usa en los diseños para secciones circulares (trabajando como canal). Este rango para tuberías de concreto varía de 0,011 a 0,013.

Los valores altos de "n" se deben a la presencia de arena, piedras u otros materiales sedimentables dentro de la tubería, lo que se ha observado en el campo.

### 2.1.3 Cálculo del Caudal Actual

Para determinar el caudal actual se empleó la fórmula de Manning, calculando para cada emisor el respectivo coeficiente de rugosidad real, encontrando la pendiente y el diámetro de la tubería del tramo considerado, lo cual se puede apreciar en el Cuadro N° 4.05.

**Cuadro N° 4.05: Cálculo de los caudales actuales en los emisores**

Emisor	Hora	Tramo	Diámetro interno (m)	Tirante Y (m)	Velocidad		Pendiente S (m/m)	Y/D	R (m)	Area A (m <sup>2</sup> )	n de Manning	Caudal Q (Lps)
					Superficial (m/seg)	Promedio (m/seg)						
A1	09:40	398 - 399	0,29	0,23	0,73	0,66	0,0127	0,79	0,088	0,0560	0,034	37
A2	10:40	77 - 78	0,22	0,12	1,23	1,11	0,0100	0,55	0,058	0,0214	0,014	24
A3	11:10	403 - 404	0,30	0,09	0,62	0,56	0,0120	0,28	0,048	0,0162	0,026	9
A4	10:40	439 - 438	0,25	0,10	0,50	0,45	0,0076	0,40	0,054	0,0183	0,027	8
	10:20	407 - 408	0,30	0,14	0,76	0,68	0,0083	0,47	0,072	0,0326	0,023	22
A5	08:45	435 - 436	0,33	0,14	0,61	0,55	0,0029	0,42	0,073	0,0341	0,017	19
A6	10:21	594 - 595	0,31	0,18	0,51	0,46	0,0018	0,58	0,085	0,0454	0,018	21

La relación tirante / diámetro (Y/D) recomendable debe ser de 0,75. Como se puede apreciar en el Cuadro N° 4.05 anterior, existe una relación mayor a este valor en el caso del emisor A1 que es de 0,79.

Para el cálculo del caudal en el emisor A4 ha sido necesario el aforo en dos colectores (tramos 439-438 y 407-408 mostrados en el Cuadro N° 4.05), en la descarga de la conexión de la industria Avinka (2.34 Lps) y en el canal de riego que empalma a este emisor. El caudal máximo aforado en el canal de riego fue de 60 Lps con el cual se estimó el caudal total de producción de este emisor A4 que corresponde a 93 Lps.

#### 2.1.4 Cálculo del Caudal Óptimo

Para calcular el caudal óptimo se ha considerado la relación tirante / diámetro igual a 0,75 que es la relación recomendable para el funcionamiento óptimo de colectores (Proyecto de Norma Técnica de Edificación, S.070 Redes de Aguas Residuales). Se ha utilizado el coeficiente de Manning  $n=0,034$  para el cálculo del caudal óptimo en tubería sucia y  $n=0,014$  para tubería limpia. A continuación, se tienen los resultados en el Cuadro N° 4.06.

**Cuadro N° 4.06: Cálculo de los caudales óptimos en los emisores**

Emisor	Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	N° Buzón	Cota Tapa	Cota Fondo	Pendiente (m/m)	Caudal Óptimo (Lps)	
								Tubería sucia	Tubería limpia
A1	398 - 399	59.2	0.29	398	41.834	40.594	0.0127	35	84
				399	40.954	39.844			
A2	77 - 78	71.0	0.22	77	38.650	35.880	0.0100	15	36
				78	37.690	<b>35.170</b>			
A3	403 - 404	27.6	0.30	403	35.722	32.412	0.0120	37	90
				404	34.741	32.081			
A4	439 - 438	51.4	0.25	439	22.640	21.050	0.0076	18	44
	407 - 408	69.8	0.30	407	23.022	21.052			
				408	22.471	20.471			
A5	435 - 436	72.0	0.31	435	4.383	1.703	0.0029	20	48
				436	3.146	1.496			
A6	594 - 595	79.5	0.31	594	9.094	7.594	0.0018	16	38
				595	8.879	7.449			

### 2.1.5 Máxima Capacidad

Se determinó la máxima capacidad considerando la situación real, es decir con presencia de material sedimentable en las tuberías, al efecto se trabajó con el coeficiente de rugosidad determinados como se indica en el Cuadro N° 2.4 que refleja la peor situación adoptando un  $n = 0,034$  (Manning). En un segundo análisis se partió de la hipótesis de que los emisores se encontraban probablemente limpios, lo cual permitiría mejorar la capacidad hidráulica de los emisores, adoptando el valor de rugosidad menor ( $n = 0,014$ ).

Para los cálculos se empleó la fórmula de Manning, con ayuda de la tabla "Propiedades Hidráulicas de Conductos Circulares".

#### **Caudal máximo**

El caudal será máximo cuando  $AR^{2/3}$  sea máximo, para la fórmula de Manning el gasto será máximo cuando el tirante sea igual al 94% del diámetro.

Para tubería sucia:

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{0,034}$$

Para tubería limpia:

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{0,014}$$

En el Cuadro N° 4.07 se muestran los resultados de caudales máximos obtenidos en los emisores para los casos de tubería sucia y limpia.

**Cuadro N° 4.07: Cálculo de los caudales máximos en los emisores**

Emisor	Tramo	Longitud (m)	Diámetro Interno (m)	N° Buzón	Cota tapa (m.s.n.m.)	Cota fondo (m.s.n.m.)	Pendiente (m/m)	Caudal Máximo (Lps)	
								Tubería sucia	Tubería limpia
								A1	398 - 399
A2	77 - 78	71,0	0,22	77 78	38,650 37,690	35,880 35,170	0,0100	17	42
A3	403 - 404	27,6	0,30	403 404	35,722 34,741	32,412 32,081	0,0120	44	106
A4	439 - 438	51,4	0,25	439 438	22,640 22,328	21,050 20,658	0,0076	21	52
	407 - 408	69,8	0,30	407 408	23,022 22,471	21,052 20,471	0,0083	36	88
A5	435 - 436	72,0	0,31	435	4,383	1,703	0,0029	23	57
				436	3,146	1,496			
A6	594 - 595	79,5	0,31	594	5,210	3,710	0,0018	19	45
				595	4,995	3,565			

**Velocidad máxima**

Considerando que la velocidad es máxima cuando el radio es máximo y el tirante sea igual al 81% del diámetro.

Para tubería sucia: 
$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{0,034}$$

Para tubería limpia: 
$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{0,014}$$

En el Cuadro N° 4.08 se muestran las velocidades máximas obtenidas en los 6 emisores considerando la tubería sucia y limpia.

**Cuadro N° 4.08: Cálculo de las velocidades máximas en los emisores**

Emisor	Tramo	Longitud (m)	Diámetro Interno (m)	N° Buzón	Cota tapa (m.s.n.m.)	Cota fondo (m.s.n.m.)	Pendiente (m/m)	Velocidad (m/seg)	
								Tubería sucia	Tubería limpia
A1	398 - 399	59,2	0,29	398	41,834	40,594	0,0127	0,656	1,594
				399	40,954	39,844			
A2	77 - 78	71,0	0,22	77	38,650	35,880	0,0100	0,484	1,176
				78	37,690	35,170			
A3	403 - 404	27,6	0,30	403	35,722	32,412	0,0120	0,653	1,587
				404	34,741	32,081			
A4	439 - 438	51,4	0,25	439	22,640	21,050	0,0076	0,461	1,119
				438	22,328	20,658			
	407 - 408	69,8	0,30	407	23,022	21,052	0,0083	0,544	1,322
				408	22,471	20,471			
A5	435 - 436	72,0	0,31	435	4,383	1,703	0,0029	0,327	0,794
				436	3,146	1,496			
A6	594 - 595	79,5	0,31	594	5,210	3,710	0,0018	0,252	0,612
				595	4,995	3,365			

Del análisis de los resultados, se concluye que los emisores (a excepción del A4) bajo las actuales circunstancias tienen la capacidad suficiente de conducción de las aguas residuales producidas por la ciudad. El emisor A4 recibe las descargas de un canal de riego de caudal muy variable.

Al efecto, se hace necesario proceder a limpiar a la brevedad posible los emisores, si se quiere evitar los problemas derivados de la prematura saturación de la capacidad de conducción de las aguas residuales, como consecuencia de la presencia de abundante material sedimentable

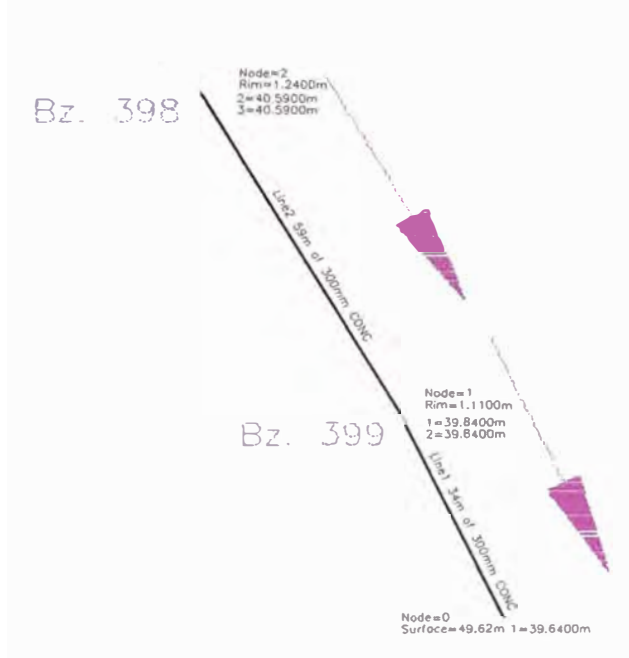
## 2.2 Simulación Hidráulica

La simulación ha sido preparada con el sub programa Sanitary Sewer del software Eagle Point que trabaja en entorno AutoCAD. Sanitary Sewers está diseñado para calcular la gradiente hidráulica y para diseñar y analizar sistemas de alcantarillado nuevos ó existentes. El programa basa sus cálculos sobre un flujo no uniforme y en este caso, la simulación se realizó solamente con flujos picos actuales.



Para el ingreso de datos al programa, es necesario empezar con el punto de salida (el emisor) y subir indicando los datos de los tramos aguas arriba, en el sentido contrario al flujo. Por ejemplo, la línea 1 empieza del emisor final hasta el buzón 1 (buzón 399 en la numeración de nuestros planos) como se muestra en la Lámina N° 10. Las tablas de datos de ingreso y de resultados muestran las líneas numeradas en Sanitary Sewer y los buzones con los números de los planos de la red actual de desagüe.

**Lámina N° 10: Ejemplo de línea con numeración de buzones**



### Cálculos de caudal

Los flujos que contribuyen una línea vienen de usos diferentes que pueden ser residenciales, comerciales, industriales ó agrícolas. En el sistema de la ciudad, la mayoría de los flujos provienen de conexiones domésticas pero se tiene una descarga industrial importante en el emisor A1 y una descarga menor en el emisor A4. Además, un canal de regadío que descarga sus aguas en el emisor A4 con un caudal significativo (60 Lps). En cuanto a las conexiones comerciales, no tenemos la información puntual de flujo (flujo por colector) por lo tanto se le ha considerado como conexiones domésticas.

El programa permite también agregar flujos debidos a infiltración pero en nuestro caso no se ha considerado ya que en Chancay la precipitación es mínima.

Para la simulación, se han considerado los caudales medidos en cada emisor. Este caudal se ha dividido entre el área con servicio de alcantarillado para obtener el caudal unitario por área de servicio. Luego, se ha estimado el área de influencia de cada buzón y multiplicado por el caudal unitario para obtener el flujo de los colectores secundarios.

### **Coeficientes de variación horaria**

Los caudales por uso de terreno se multiplican por coeficientes para obtener flujos mínimos, máximos, promedios o picos. Los coeficientes de variación horaria ingresados para esta simulación fueron los siguientes:

Mínimo Diario: 0,33

Promedio Diario: 0,54

Máximo Diario: 0,70

Pico: 1,00

Estos coeficientes fueron determinados mediante el análisis de los consumos horarios de agua potable en las conexiones domésticas y comerciales. Entre 60 y 85% del consumo horario de agua potable se convierte en agua residual (Wastewater Engineering - Treatment, Disposal, and Reuse, Third Edition, George Tchobanoglous, Franklin L. Burton, McGraw-Hill, Inc., 1991, 1334 p.) Se ha considerado que el 80% del agua consumida es destinada al alcantarillado.

### **Cálculos Hidráulicos**

Este programa utiliza el proceso iterativo estándar para calcular los datos de energía y de hidráulica asociados a cada tramo. La dirección del cálculo es del

emisor hasta el inicio del colector principal. La ecuación de Bernoulli se utiliza entre las secciones aguas arriba y aguas abajo de cada tubo.

$$Z_a + Y_a + \frac{V_a^2}{2g} = Z_d + Y_d + \frac{V_d^2}{2g} + H_f$$

La ecuación de Manning es utilizada en los puntos aguas arriba y abajo para determinar la pendiente entre los dos tramos.

$$Q = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2}$$

Los coeficientes de Manning fueron calculados con la información obtenida durante los aforos de cada emisor. En el caso de A4, el colector de la Av. Alcatraz y de la Av. Roosevelt fueron aforados, teniendo dos coeficientes de Manning para esta área de servicio. Se ha utilizado el valor más alto para simular con la peor situación. Los coeficientes de Manning utilizados fueron:

**Cuadro N° 4.09: Coeficientes de Manning calculados**

Area de Drenaje	Colector	Coefficiente
I	todos	0,034
II	todos	0,014
III	todos	0,026
IV	Roosevelt	0,027
	Alcatraz	0,023
V	todos	0,017
VI	todos	0,018

La Gradiente Hidráulica de cada punto en el sistema debe ubicarse sobre la profundidad crítica. Si está por debajo, Sanitary Sewers utiliza la profundidad crítica. Los valores utilizados se muestran en el Cuadro N° 4.10.

**Cuadro N°4.10: Gradientes hidráulicas de los emisores**

Emisor	Gradiente Hidráulica (m)	Cota (m)	Ubicación de cota
A1	39,44	39,64	Sobre tubo
A2	35,17	35,30	En el buzón
A3	31,78	32,00	Sobre tubo
A4	1,55	1,65	En el canal
A5	1,20	1,30	Sobre tubo
A6	3,39	3,69	Sobre el suelo

La gradiente hidráulica de las áreas II y V han sido calculados con la cota de fondo de los buzones y los tirantes que fueron medidos durante el aforo de caudales. Las cotas de las áreas I y III fueron obtenidas con la clave de la tubería y el gradiente hidráulico fue calculado también con el tirante.

Las pérdidas de carga a través de un buzón se calculan según el método Dinámico o Aproximado. El método Dinámico fue utilizado para estas simulaciones porque emplea valores de flujo actuales para sus cálculos de pérdida.

$$H_j = \frac{K_j V_a^2}{2g}$$

donde:

$H_j$  = la pérdida de carga a través del buzón

$K_j$  = el coeficiente de pérdida

$V_a$  = la velocidad aguas abajo

Los coeficientes de pérdida fueron escogidos como sigue:

Buzones de red: 1,00

Buzones con cambio de dirección de flujo de 90°: 1,15

**Cuadro N° 4.11: Coeficientes de pérdida de carga al nudo (Kj)**

<b>Descripción de condición</b>	<b>Coeficiente Método Dinámico</b>	<b>Coeficiente Método Aproximado</b>
Buzón de colector principal con empalme 45°	0,75 – 1,50	0,50 – 1,25
Buzón de colector principal con empalme 90°	0,75 – 1,25	0,25 – 1,00
Entrada o buzón al inicio	1,00 – 1,50	0,75 – 1,25
Orificio	1,75 – 2,75	1,25 – 2,50

Los 17 colectores principales han sido identificados en las áreas de drenaje.

La información ingresada para la simulación son:

Número de buzón

Ubicación de buzón

Cota de fondo aguas arriba y abajo

Diámetro de tubería

Material de tubería

Coeficiente de Manning "n"

Coeficiente de pérdidas al nudo, Kj

Diámetro del buzón

Profundidad del buzón

Caudales de conexiones domésticas e industrial

Longitud de tramo (calculado)

A continuación se muestra como ejemplo los datos de ingreso necesarios para simular los colectores principales y el emisor del Area de Drenaje II en el Cuadro 4.12.

**Cuadro 4.12: Datos de ingreso para el Área de Drenaje II**

Colector	Línea	Buzón	Cota de terreno (m)	Cota de fondo (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material de Tubería	Área servida por buzón (ha)	Caudal por buzón (Lps)
25	31	46,16	44,16	2,00	42,31	200	CSN	0,289	5,81	
24	30	45,57	43,71	1,86	56,00	200	CSN	0,765	6,45	
23	26	44,92	42,94	1,98	2,44	200	CSN	0,735	7,06	
22	25	44,92	42,74	2,18	66,44	200	CSN	0,000	7,06	
21	24	44,07	42,02	2,05	59,24	200	CSN	0,756	7,68	
20	23	43,27	41,40	1,87	59,88	200	CSN	0,124	7,79	
19	22	42,57	40,93	1,64	51,23	200	CSN	0,594	8,28	
18	82	42,33	40,01	2,32	51,48	200	CSN	0,290	8,52	
17	81	41,79	39,09	2,70	104,36	200	CSN	0,572	9,00	
16	80	40,17	37,87	2,30	44,83	200	CSN	0,625	9,51	
15	79	39,29	37,44	1,85	44,90	200	CSN	0,210	9,69	
C2	14	38	47,08	45,58	1,50	40,23	200	CSN	1,223	1,02
	13	59	46,54	45,08	1,46	40,82	200	CSN	0,132	1,12
	12	60	45,99	44,56	1,43	11,93	200	CSN	0,133	1,23
	11	62	46,13	44,39	1,74	52,54	200	CSN	1,052	2,11
	10	29	45,66	43,63	2,03	68,90	200	CSN	0,242	2,31
	9	65	44,73	41,90	2,83	59,74	200	CSN	1,845	3,84
	8	67	42,79	41,41	1,38	59,16	200	CSN	0,260	4,06
	7	20	42,50	40,83	1,67	62,17	200	CSN	7,797	10,53
	6	68	42,09	40,30	1,79	62,21	200	CSN	0,273	10,75
	5	69	41,20	39,20	2,00	61,62	200	CSN	0,971	11,56
	4	70	40,31	37,31	3,00	28,24	200	CSN	2,551	13,68
	3	75	39,96	37,02	2,94	38,72	200	CSN	0,444	23,73
	2	76	39,75	36,62	3,13	71,21	200	CSN	0,000	23,73
1	77	38,65	35,88	2,77	70,15	200	CSN	0,000	23,73	

### Resultados obtenidos

En el siguiente Cuadro 4.13, presentamos un resumen de estos resultados en el cual se muestran las velocidades, las capacidades, los caudales y los gradientes hidráulicos mínimos y máximos de cada tramo de tubería los cuales forman parte de los colectores principales y de los emisores. Indicamos también el porcentaje de tramos que tienen pendientes, velocidades, caudales y gradientes hidráulicos irregulares. Posteriormente se muestran algunos gráficos en los cuales se pueden apreciar los problemas hidráulicos mayores encontrados.

Estos cuadros muestran los valores de velocidad, gradiente hidráulico, caudal, cotas de fondo, longitud de tramos, diámetros y las áreas servidas por buzón y por tramo.

**Cuadro 4.13: Resumen de los resultados de la simulación**

Área de Drenaje	Colector Principal	Pendiente < normas	Velocidad (m/s)			Capacidad (Lps)		Caudal (Lps)			Gradiente Hidráulico (m)		
			minima	máxima	< 0.6	minimo	máximo	minimo	máximo	> capacidad	minimo	máximo	> cdf+0.15
I	1	0	0,29	0,80	50%	24,99	49,33	5,57	23,73	8%	40,71	47,37	50%
II	2	0	0,42	1,17	36%	27,21	52,65	1,02	23,73	0	36,00	45,62	0
	3	0	0,67	0,78	0	28,94	67,84	5,57	9,69	0	37,52	44,93	0
III	4	6%	0,19	<b>0,70</b>	89%	10,77	80,07	0,95	9,11	0	32,64	41,39	17%
	5	8%	0,26	0,61	92%	7,52	22,57	1,08	4,02	0	35,33	40,90	0
	6	17%	0,18	0,48	100%	9,25	25,95	0,70	2,52	0	33,36	37,75	0
IV	7	0	0,25	0,80	75%	10,39	24,06	2,85	12,04	8%	25,10	37,58	29%
	8	8%	0,30	0,79	63%	7,00	77,11	8,18	29,32	29%	21,80	32,87	71%
	9	7%	0,11	1,03	60%	9,91	153,9	1,16	33,61	20%	16,65	23,78	40%
V	10	0	0,50	0,65	73%	16,87	26,73	3,39	6,82	0	19,20	22,54	0
	11	0	0,36	0,81	40%	17,81	107,21	1,77	12,46	0	11,36	23,61	10%
	12	0	0,39	0,59	100%	18,40	39,91	0,78	3,61	0	12,03	15,51	0
	13	0	0,43	0,86	43%	31,99	256,1	1,16	18,35	0	1,60	15,12	0
VI	14	73%	0,17	0,89	96%	10,76	48,48	0,68	21,06	0	7,32	12,85	42%
	15	43%	0,13	0,88	89%	5,01	74,38	1,01	16,59	11%	10,76	33,77	43%
	16	20%	0,34	0,69	60%	15,72	103,82	4,73	6,31	0	33,87	35,35	0
	17	0	0,40	0,79	55%	16,25	30,04	0,84	10,05	0	23,53	35,81	0
<b>TOTAL</b>		<b>15%</b>			<b>66%</b>					<b>4%</b>			<b>18%</b>

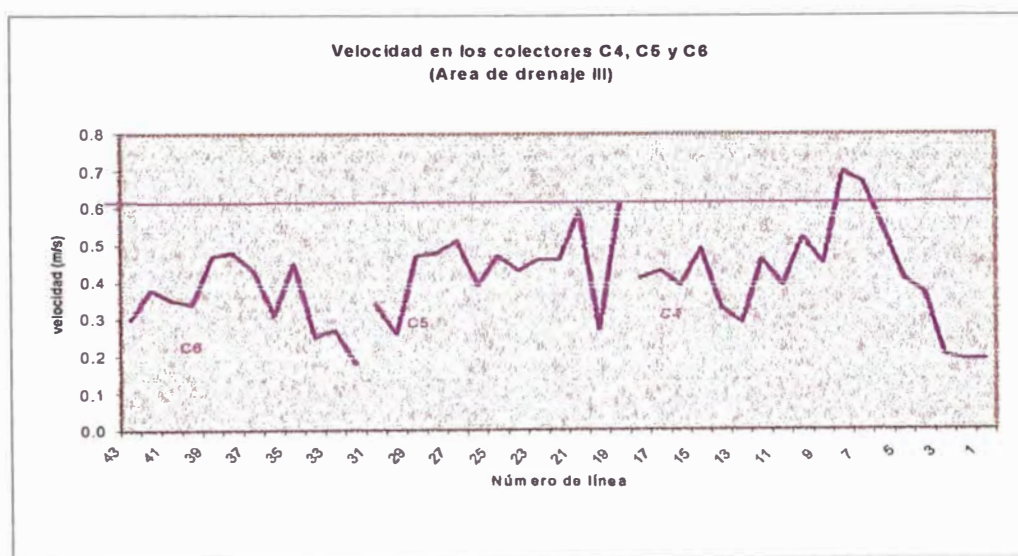
### Velocidades

Según las normas de construcción de los sistemas de alcantarillado, se recomienda que la velocidad en las tuberías se encuentren entre el rango de 0,6 m/s a 3,0 m/s para evitar la sedimentación y arrastre de partículas en las tuberías. Las velocidades de flujo en los colectores principales y emisores varían de 0,11 a 1,17 m/s; el 66% de las cuales son inferiores a 0,6 m/s.

Los colectores C1, C2, C3, C11 y C13 tienen velocidades superiores a 0,6 en un 50% o más de sus tramos. Aproximadamente el 40% de los colectores C8, C9, C16 y C17 operan con velocidades superiores a 0,6 m/s. Los colectores C4, C7 y C10 tienen entre 4% y 27% de sus tramos velocidades dentro del rango establecido. La mayor parte (89% a 100%) de los colectores C5, C6, C12, C14 y C15 no cumplen con las normas como se ilustra en los gráficos 1, 2 y 3 que se ven a continuación.

Como se puede ver en el Gráfico N°1 a continuación, los colectores C5 y C6 tienen velocidades bajas en todos sus tramos y el 89% de los tramos del colector C4 tienen velocidades menor que 0,6 m/s.

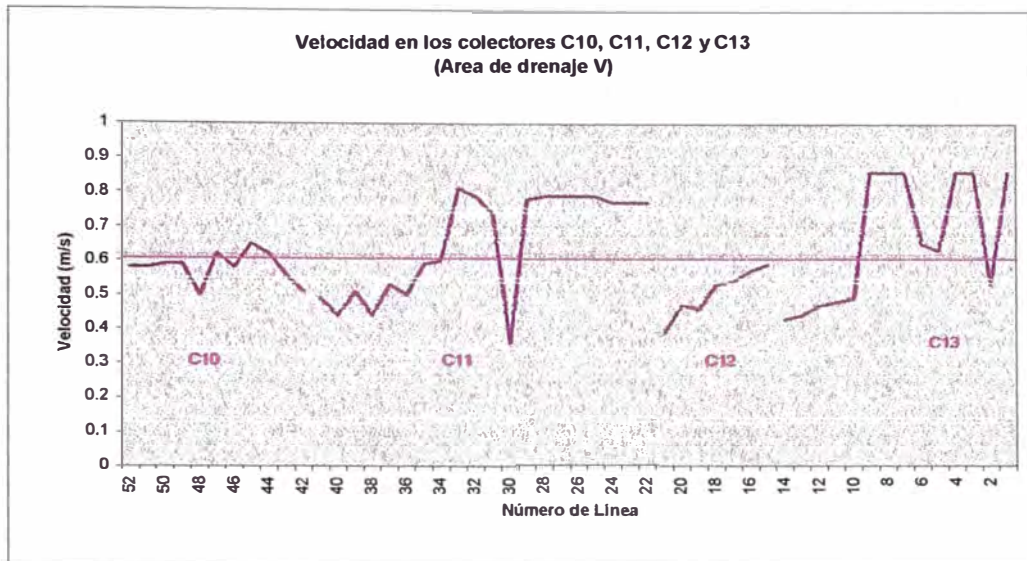
**Gráfico N° 1: Velocidades anormales en los colectores C4, C5 y C6**



En el Gráfico N°2 se puede observar que el 73% del colector C10, el 40% del colector C11, el 100% del colector C12 y el 43% del colector C13 no cumplen con las normas en cuanto a la velocidad en sus tuberías.

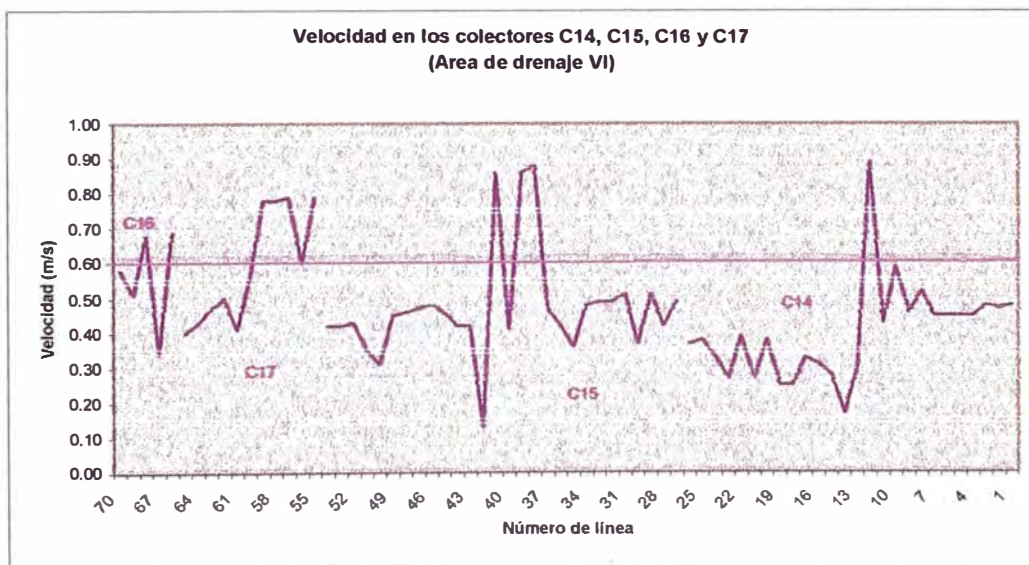


**Gráfico N° 2: Velocidades en los colectores C10, C11, C12 y C13**



En el Gráfico N°3 se puede observar que el 96% del colector C14, el 89% del colector C15, el 60% del colector C16 y el 55% del colector C17 no cumplen con las normas en cuanto a la velocidad en sus tuberías.

**Gráfico N° 3: Velocidades en los colectores C14, C15, C16 y C17**



Las velocidades menores a 0,6 m/s hacen que las partículas sedimenten en la tubería e impidan el funcionamiento normal del sistema de alcantarillado sanitario. Esta velocidad pequeña puede ser el resultado de una tubería sobredimensionada, tubería arenada o represada y/o de pendientes demasiado pequeñas. En el caso de Chancay, la mayor parte de las tuberías son de 200 mm que es el diámetro mínimo utilizado en ciudades para redes de alcantarillado entonces no puede ser debido al sobredimensionamiento. Según las normas de construcción de sistemas de alcantarillado mostradas en el Cuadro 2.14, los colectores principales de las áreas de drenaje I, II y V tienen pendientes adecuadas, las áreas de drenaje III y IV tienen algunos tramos con pendientes bajas y una gran parte de los colectores principales C14 y C15 del área de drenaje VI trabajan con pendientes que no cumplen con las normas.

En todo el sistema, el 11% de los colectores principales y emisores tienen pendientes por debajo de los valores mínimos.

**Cuadro 4.14: Pendiente mínima necesaria**

<b>Díámetro (mm)</b>	<b>Pendiente mínima (‰)</b>
200	4,00
255	2,80
305	2,20
380	1,50
455	1,20
535	1,00
610	0,80

Los tramos de colectores principales que presentan problemas de pendientes se encuentran en las áreas de drenaje III, IV y VI. También existen en el sistema, colectores que tienen pendientes bajas, que se puede apreciar en los Cuadros N° 4.15 y 4.16 a continuación.

**Cuadro N° 4.15: Tramos de colectores principales con pendientes bajas**

Area de Drenaje	Colector	Tramos
III	C4	B256-B259, B259-B261
	C5	B282-B280
	EMISOR A3	B402-B403
IV	C8	B152-B223
V	EMISOR A5	B428-B429
VI	C14	B535-B536, B537-B538, B543-B547 (4 tramos), B547-B700
	EMISOR A6	B587-B591 (4 tramos), B593-B597 (4 tramos)
	C15	B729-B728, B727-B712, B710-B700 (7 tramos)
	C16	B857-B858

**Cuadro N° 4.16: Tramos de colectores secundarios con pendientes****bajas**

Ubicación	Tramos
<b>Aldea Campesina</b>	B365-B379, B366-B380, B380-B375, B369-B370, B360-B369, B387-B386
ASOISEM	B114-B115, B121-B120
Andres de los Reyes	B287-B288
Casco urbano	B13-B14, B11-B64, B153-B238, B134-B135, B191-B179, B183-B192, B330-B333, B489-B357
El Cascajo	B500-B513
Santa Rosa	B577-B578, B577-B580
Cerro La Trinidad	B643-B890, B661-B660
Juan Velasco	<b>B675-B462, B455-B454, B441-B439</b>
Cesar Vallejo	B449-B444, B450-B445, B445-B444
Peralvillo	B843-B845, B831-B841, B763-B762, B812-B813

En general, se puede constatar que el mayor problema de bajas velocidades no parece ser por pendientes bajas pero puede deberse a que las tuberías se encuentran arenadas o represadas.

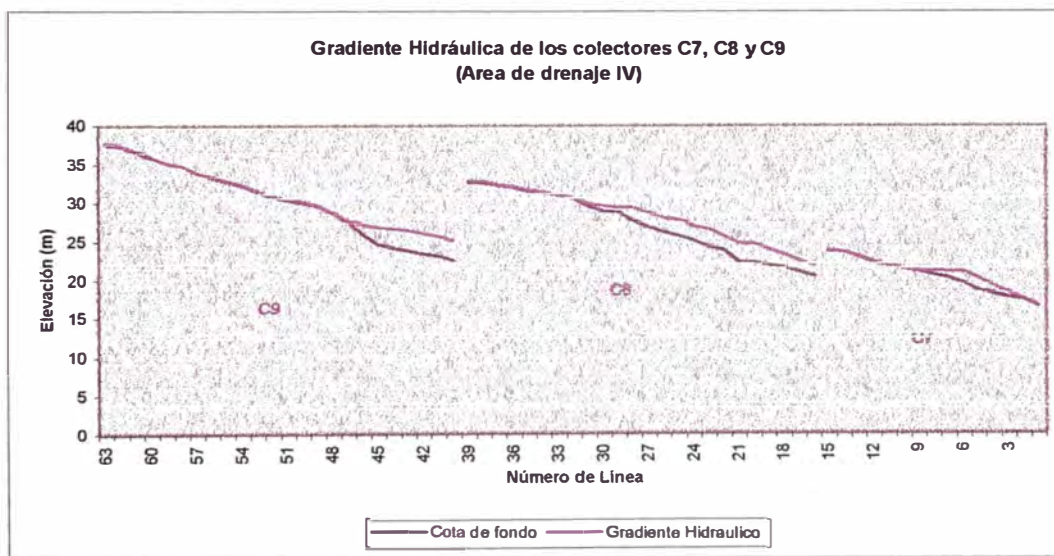
También se debe considerar que los coeficientes de Manning utilizados son valores altos en algunas áreas y que los valores de radio hidráulico son (con excepción del emisor A1) más bajos que la normal, los que influyen en los valores de velocidades calculadas. Los coeficientes y el radio hidráulico han sido calculados utilizando un sólo aforo en un tramo de tubería pero podrían variar de un tramo a otro.

Como la red de colección tiene velocidades alrededor del mínimo valor recomendado y algunas tuberías tienen pendientes muy bajas, es importante tener un programa de mantenimiento regular de colectores a fin de prevenir la obstrucción de los mismos.

### Gradientes Hidráulicas

Las gradientes hidráulicas de un sistema de drenaje por gravedad siguen normalmente la pendiente de los tramos. Sólo en casos de subdimensionamiento o de represamiento se ve aumentar el gradiente hidráulico por encima de la clave de la tubería, esto nos indicaría que está trabajando a presión. A continuación se muestra el Gráfico N° 4 correspondiente al área IV que presenta valores de gradientes hidráulicos significativamente más altos que la cota de fondo particularmente en el tramo final del colector C9, la mayor parte del colector C8 y algunos tramos del colector C7.

**Gráfico N° 4: Gradiente Hidráulica de los colectores C7, C8 y C9**



Observando todos los gráficos, se puede constatar que en general la gradiente hidráulica sigue las cotas de fondo de los buzones y la diferencia entre las dos medidas es pequeña. En promedio, la diferencia entre el gradiente hidráulico y las cotas de fondos oscilan de 0,03 a 0,30 m. En la simulación realizada se

encontró que el 18% de los colectores principales tienen gradientes hidráulicas superiores de 0,15 m con respecto a sus cotas de fondo.

Los colectores C7, C8 y C9 tienen gradientes muy altos en sus tramos finales. La inspección de campo ha demostrado que los últimos 3 buzones antes de llegar al emisor A4 tienen un flujo rápido y muy turbulento. Esto significaría que los tubos se encuentran llenos aguas arriba y/o pueden estar represados ó arenados. Algunos tramos del colector C1 y los tramos finales del colector C11 y del emisor A3 también tienen gradientes superiores a las cotas de fondo.

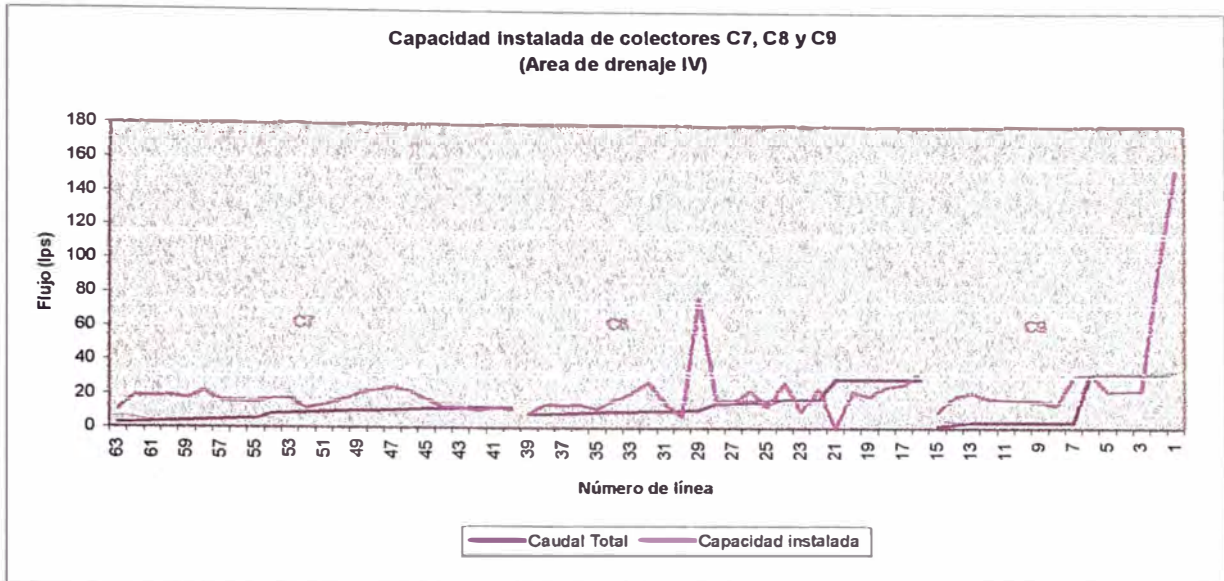
### **Capacidad Instalada**

Se ha comparado la capacidad instalada calculada por el programa con el caudal total de cada línea. En la mayor parte, la capacidad instalada está por encima del caudal total en las líneas. En promedio, la diferencia entre el gradiente hidráulico y las cotas de fondo oscilan de 0,03 a 0,30 m.

Se puede observar que los colectores que presentan problemas de gradiente hidráulica también tienen problemas de capacidad. Para la mayor parte, la capacidad instalada está por encima del caudal total en las líneas. Los tramos donde el caudal total está por encima de la capacidad son parte de los colectores C1, C7, C8, C9 y C15. El colector C7 tiene un caudal mayor de 1,5 Lps en la línea 42 y un caudal mayor de 1,06 Lps en la línea 40. El colector C8 tiene caudales mayores entre 2,9 y 10,2 Lps en 7 de sus tramos. El colector C9 muestra una deficiencia mas grande entre los buzones 410 y 412 donde la capacidad máxima es de 10,5 Lps menor al flujo promedio.

Según las observaciones de campo, los colectores C7, C8 y C9 tienen flujo turbulento en sus tramos finales antes de llegar al emisor. Tal como se muestra en el Gráfico N° 5, estos colectores tienen caudales por encima de la capacidad, lo que indica la necesidad de tuberías de mayor diámetro en esta región. Cabe mencionar que el buzón 214 recibe el sobrante de un canal de regadío que tiene un caudal considerable y muy variable, este flujo tiene que ser tomado en cuenta antes de reemplazar la tubería.

**Gráfico N° 5: Capacidad instalada de los colectores C7, C8 y C9 y C9**



El colector C1, según los resultados de la simulación debe tener aprox. 8,6 Lps más de su capacidad actual en el último tramo del emisor A1.

La simulación indica que el colector C15 tiene problemas de capacidad en sólo 3 de sus tramos debido a que estos tienen pendientes muy bajas de 0,04 a 0,12%. Estos tubos tienen caudales mayores entre 1,3 y 5,3 Lps.

Este problema de capacidad insuficiente en los tramos de los colectores C7, C8 y C9 podrá ser solucionado si se aumentan los diámetros de estos colectores ó con la construcción de un interceptor que capte estas aguas enviandolas a un lugar de tratamiento, eliminando la necesidad de los emisores individuales.

En el caso de otros tramos en la red, sería conveniente verificar el funcionamiento después de efectuada la limpieza de los tramos. Si a pesar de ello, se observa que están trabajando por encima de su capacidad, entonces se tendrá que aumentar el diámetro de los tubos.

### 3 PROYECTOS EN EJECUCIÓN

El Directorio de EMAPA CHANCAY, ha tomado la decisión de llevar a cabo la renovación de los colectores mas antiguos (2.075,80 mL) y en menor grado la

ampliación de redes. Estos trabajos se iniciaron en el mes de marzo del año 2000.

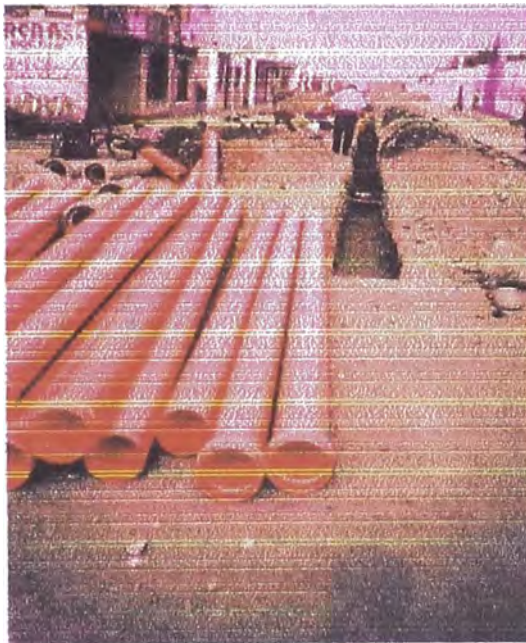
### 3.1 Renovación de Colectores

El criterio tomado en cuenta para la renovación de colectores ha sido la antigüedad de los mismos (mayor a 40 años), y por el mal estado de funcionamiento reportado por el personal de mantenimiento, en la mayoría de los casos se encontraron tramos donde ya no existía tubería debido a la corrosión de éstas. Todavía, no se han realizado pruebas con calicatas de estas tuberías así que es posible que algunas tuberías no requieren cambios.

Los colectores a ser cambiados se encuentran dentro del casco urbano antiguo de la ciudad siendo estos en la calle Ayacucho y en la zona denominada La Rivera.

El tipo de tubería que se está cambiando es de CSN, y el que se está instalando es PVC Norma ISO de 200 mm de diámetro nominal.

En la siguiente fotografía se muestran los trabajos de renovación de colectores, empleándose tuberías de PVC.



Renovación de colectores

En el Cuadro N° 4.17, se indican las calles que serán renovadas con sus respectivos metrados de tubería por instalar. La culminación de la obra esta programada para el mes de agosto del presente año.

**Cuadro N° 4.17: Renovación de colectores**

Calle	Longitud (m)
Ayacucho	408,00
Tte. Pringles	215,50
Tacna	161,00
Ignacio Salgero	215,50
Santa Clara	56,00
Víctor A. Belaunde	217,50
Prolong. 1 <sup>ero</sup> de Mayo	171,50
Progreso	88,00
Las Magnolias	183,40
Santa Rosa	359,40
<b>TOTAL</b>	<b>2.075,80</b>

En la siguiente fotografía se muestra un tramo de tubería de material CSN de 200 mm ubicada en la Urbanización La Rivera, que fue renovado por encontrarse muy deteriorado.



Tubería de CSN que fue renovada por encontrarse deteriorada



### **3.2 Ampliación de Colectores**

La ampliación de colectores se llevó a cabo en el PP.JJ. Peralvillo (Comité N° 8). Dicha obra, que finalizó el 13 de abril del año 2000, comprendió la construcción de 3 buzones y la instalación de 149,00 mL de tubería de PVC de 200 mm de diámetro.

De igual manera se llevará a cabo la ampliación de colectores en el centro poblado Aldea Campesina, ya que actualmente no cuenta con servicio de alcantarillado sanitario. La obra comprenderá la construcción de 2 buzones y la instalación de 895 mL de tubería de PVC de 200 mm de diámetro, con lo cual se beneficiará a más de 153 familias. Se tiene previsto empezar la ejecución de esta obra en el mes de agosto del 2001.

**CAPÍTULO VI OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL  
SISTEMA DE ALCANTARILLADO  
SANITARIO**

## **1 GENERALIDADES**

El área de operación y mantenimiento del Sistema de Alcantarillado de Emapa Chancay cuenta con un grupo reducido de obreros y limitados equipos y herramientas, que no le permiten desarrollar todas las actividades competentes del área.

El mantenimiento correctivo de colectores y buzones es la principal tarea que se lleva a cabo en casos extremos cuando la tubería se atora y los usuarios informan del hecho, el mantenimiento de emisores se realiza en periodos muy largos, debido a esto los buzones de inspección se encuentran embalsados (A4 y A6), en el caso del emisor A3, existen buzones en la Av. 1<sup>ero</sup> de Mayo que están completamente lleno de sólidos en los cuales no se puede apreciar el flujo de agua ni la canaleta, esto limita el paso del flujo que es evacuado por dicho emisor.

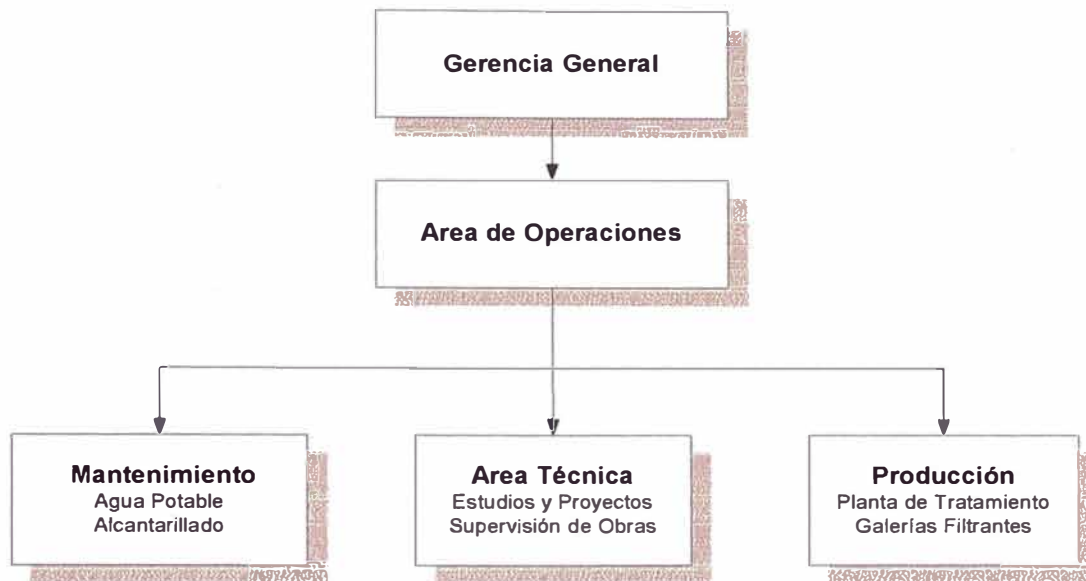
Por la antigüedad del sistema, existen muchos colectores tanto principales como secundarios con problemas constantes en el sistema (Calle Bolívar, Urb. San Francisco, etc.), por lo tanto el personal no es suficiente para hacer un mantenimiento adecuado y programado.

## **2 ORGANIZACIÓN**

Dentro del organigrama de la empresa, el área de mantenimiento está ubicado en el área de operaciones y depende directamente de la Gerencia General según se muestra en la siguiente Lámina N° 11. El jefe de la Sección de Mantenimiento es el Sr. Romaldo Claudio Arquíñigo que cuenta con más de 30 años de servicio en la empresa.

Debido a que el Sistema de Desagües no cuenta con infraestructura que requiera de operación para su funcionamiento, la labor del área de Operación y Mantenimiento se reduce sólo a la parte de mantenimiento correctivo de los colectores y limpieza de la zona de descarga del Emisor VI.

Lámina N° 11 Organigrama



Entre las actividades que se realizan se encuentran: reparación de colectores, desatoro y limpieza de buzones y conexiones domiciliarias cuando ésta lo amerita ya que no existe un programa de actividades y tampoco se cuenta con las herramientas y equipos necesarios.

### 3 PERSONAL Y EQUIPOS

#### 3.1 Personal

El área de operaciones de EMAPA CHANCAY, está conformado por 11 personas que ocupan las siguientes funciones:

- ✓ 1 Chofer
- ✓ 1 Capataz
- ✓ 1 Operador de la Planta de Tratamiento
- ✓ 2 Operadores de los Reservorios
- ✓ 7 Obreros de campo

El personal permanente con que se cuenta, para llevar a cabo el mantenimiento correctivo de las redes de alcantarillado está formado por tres personas, uno que

realiza la labor de capataz y dos obreros que realizan las labores de mantenimiento.

Este personal es insuficiente para operar y mantener las redes de alcantarillado sanitario de Chancay. Además, en caso de emergencias, tienen que ser apoyados por el personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

El personal encargado del mantenimiento del sistema de desagüe debería estar conformado por lo menos de dos cuadrillas de trabajo con dos obreros cada una, para poder programar la limpieza de colectores y buzones de forma permanente y rutinaria y también atender los trabajos de emergencia.

Para la ampliación de redes o la construcción en general, se debería contar un ingeniero con experiencia en diseño y la supervisión de la obra, así como en la programación de operación y mantenimiento de un sistema de desagüe.

### **3.2 Equipos y Herramientas**

Los equipos de seguridad con que cuenta el personal obrero son guantes y botas de jebe, lo que es insuficiente, exponiendolos a sufrir cualquier tipo de accidentes durante la ejecución de su trabajo regular.

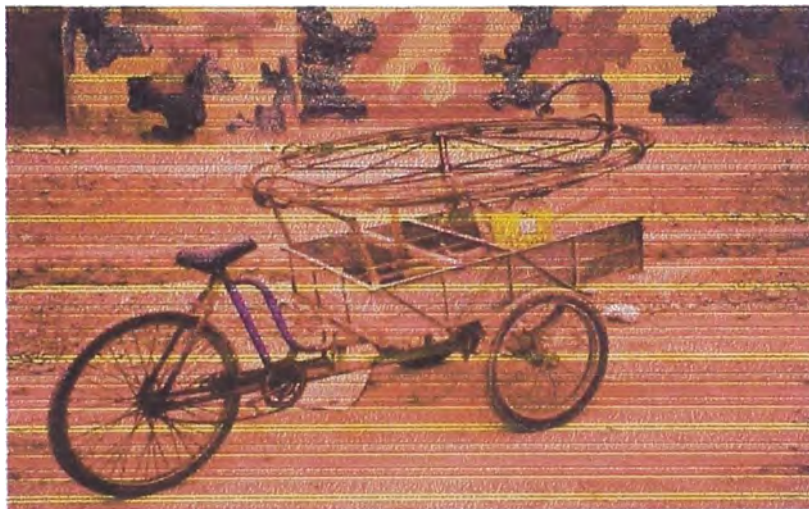
El personal de campo debería contar con los equipos de seguridad básicos que se indican a continuación.

- ✓ Cascos
- ✓ Lentes protectoras
- ✓ Máscara antigas
- ✓ Botas de cuero con punta de acero
- ✓ Uniformes
- ✓ Chalecos de señalización

En cuanto a los equipos de señalización sólo se cuenta con cuatro conos de seguridad mas no así con cercos de protección de buzones o tranqueras, los

mismos que son utilizados también para el mantenimiento de redes de agua potable. Conos de seguridad y/o tranqueras deben ser utilizados para proteger a los obreros y al público general durante los trabajos de mantenimiento o de construcción.

Para el desatoro de colectores se cuenta con 50 m de varillas de acero en estado muy deteriorado siendo este insuficiente para tramos con longitudes mayores. Para la movilización de sus herramientas y equipos utilizan un triciclo que tiene que ser empujado por los dos obreros debido al peso que transporta (rota sonda manual y otros). Este tipo de vehículo utilizado no es el adecuado debido a que a veces tienen que recorrer hasta cuatro kilómetros para realizar el trabajo y luego regresar hasta el depósito donde guardan sus herramientas perdiendo en algunos casos hasta dos horas en el transporte.



Equipo de operación y mantenimiento

De la inspección de buzones se ha podido encontrar 72 buzones represados (no se puede observar la canaleta), de un total de 909 ubicados. El represamiento de los buzones se da porque en los colectores aguas abajo no hay un flujo adecuado debido a la sedimentación de materiales que se produce por la falta de mantenimiento, por lo tanto se requiere una limpieza de los colectores con máquina de baldes ya que el uso de las varillas es una medida paliativa que sólo dura por un periodo muy corto. La sedimentación de materiales en los colectores es un problema general en el sistema ya que se han encontrado 348 buzones arenados.

Es conveniente que la empresa adquiriera una máquina de balde para la limpieza de colectores con accesorios de 200, 250 y 300 mm, una rotasonda y 100 m adicionales de varillas de acero, ya que esta medida mejorará el funcionamiento hidráulico de los colectores. Como se puede observar en el título 2.1.2 del capítulo V, el coeficiente de rugosidad varía de 0,013 hasta 0,034 cuando la tubería está sucia lo que disminuye la capacidad de transporte de la tubería.

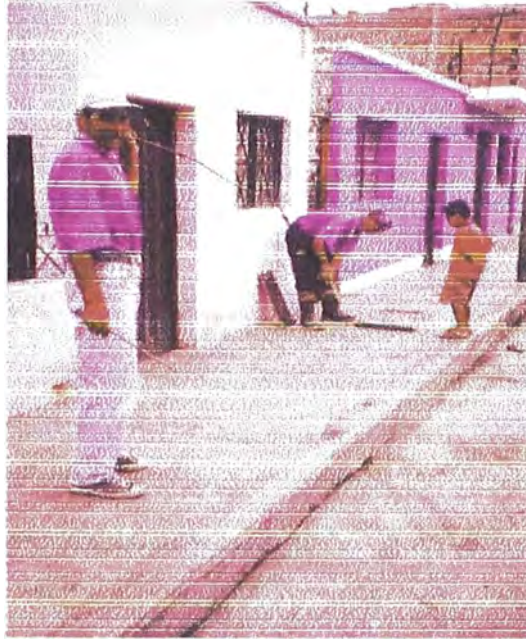
Para efectuar el mantenimiento de buzones profundos, los cuales en su mayoría no tienen escalera o se encuentran deterioradas, se utiliza una soga representando esta acción un riesgo de accidente para los trabajadores. Sería importante conseguir una escalera móvil para los obreros.

#### **4 ACTIVIDADES RUTINARIAS**

El mantenimiento que se realiza al sistema de alcantarillado de la Empresa es insuficiente, ya que no se cuenta con los recursos necesarios, resumiéndose en realizar las siguientes actividades:

- ✓ Desatoro de colectores y emisores
- ✓ Limpieza de buzones
- ✓ Desatoro y limpieza de conexiones domiciliarias

El desatoro de colectores se lleva a cabo sólo como medida correctiva cuando se producen los atoros por el mal uso que le dan los usuarios al sistema arrojando todo tipo de desperdicios, estos casos se atienden en promedio 120 mL por día según la información proporcionada por el personal obrero.



Obreros realizando el desatoro de una conexión domiciliaria en la Calle Benjamin Vizquerra

La limpieza de buzones está dirigida generalmente a la de los emisores, esta actividad la realizan cada 3 meses aproximadamente, no siendo este tiempo el adecuado porque de la inspección de campo realizada, se pudo verificar que se encuentran embalsados el emisor La Jabonera (A4) y el emisor Víctor Raúl.

Emapa Chancay no tiene un mantenimiento regular del sistema de alcantarillado lo que ocasiona que parte del sistema trabaje represado debido a sedimentos acumulados como arena, lodo y piedra.

#### **4.1 Capacitación**

Durante el trabajo de campo, se ha observado casos de manipulación del sistema de alcantarillado. Debido a que faltaban las tapas de las cajas domiciliarias, estas se encontraban frecuentemente llenas de basura o de arena y piedras. Fue señalado que estas tapas de fierro habian sido robado. Habian otros incidentes de robo de tapas y de techos de buzones también que causan graves problemas en el sistema. Otros casos que existen incluyen daños al sistema por el uso del desagüe crudo para riego, daños causados por manipulación inadecuada de las tapas de buzones, tapas selladas con mortero



para prevenir la salida de vectores de enfermedades o con desmonte proveniente de la construcción de casas y posiblemente conexiones clandestinas. Además, el público no sabe como conectarse a la red y no entiende los beneficios de un sistema de alcantarillado en buen estado. Sería recomendable de capacitar a la gente sobre las ventajas de mejorar el estado del sistema y de tratar el desagüe a fin de explicar una eventual subida del costo del servicio de desagüe. Sería muy útil de señalarles los efectos que tienen los robos y abusos sobre el sistema de alcantarillado sanitario (peor estado = más mantenimiento y reparaciones = menos durable), la tarifa de los usuarios (aumenta para pagar dichos mantenimientos y reparaciones), la empresa (menos dinero para mejoramientos y expansión) y la ciudad de Chancay (menos dinero para otros proyectos interesantes).

También se ha notado que sería crucial una capacitación sobre higiene básica particularmente para niños, y sobre los peligros de cualquier contacto con aguas servidas. Fue observado que la gente pesca y nada en la playa del Puerto sin darse cuenta de la contaminación de esta agua por la presencia de dos emisores en esta misma playa. Sería importante señalar la existencia de todos los emisores al público general y enseñarles los riesgos que corren al acercarse (con letreros en la playa, folletos, periodico de Chancay, radio, televisión, campaña de información). Se sugiere también identificar los sitios más apropiados para actividades recreativas en el mar.

La gente de Chancay no parece saber lo que está proyectado como construcción en su propio barrio. Se sugiere de informar los moradores de estos proyectos y proveerles un sistema para reclamos, comentarios y sugerencias de manera a mejorar la comunicación entre la empresa y sus clientes. En general, he sentido que no tienen confianza en que la empresa va a escucharles y hacer algo para mejorar la situación del alcantarillado.

A continuación se resumen las temas sugeridas de capacitación del público y de los usuarios.

#### Público-usuarios:

- Higiene básica
- Utilización y abuso del servicio

- Requerimientos para empalmarse a la red
- Peligros del contacto con aguas servidas
- Ubicación de emisores y áreas adecuadas para actividades recreativas (pesca, natación)
- Actividades proyectadas
- Métodos de comunicación (reclamos, comentarios, sugerencias)
- Importancia (ventajas) de tratar las aguas servidas y como afectará el usuario
- Respecto de área de construcción/mantenimiento
- Robos: impactos sobre sistema, usuarios, empresa y ciudad

Con respeto al personal de la empresa, se necesitaría también capacitación sobre varios aspectos relativos al alcantarillado sanitario. Para prevenir accidentes, sería recomendable de capacitarles sobre la utilización adecuada del equipo de seguridad y sobre como prevenir accidentes de todos tipos.

Se requerirá capacitación sobre la operación y el mantenimiento del sistema para cualquier obrero que entre en contacto con el sistema de alcantarillado a fines de prevenir daños.

Se ha constatado que una gran parte de la red está construida con concreto pobre resultando del robo de cemento o de la falta de conocimiento o de supervisión adecuada durante la construcción. También se señala, que hay buzones que no se ubican debido a que los han recubierto de asfalto cuando se han pavimentado las calles. Sería muy importante de comunicar a todo el personal de construcción los perjuicios al usuario, a la empresa y a la ciudad, de la construcción de un sistema de desagüe inadecuado y de realizar daños al sistema.

A continuación, se presentan la capacitación sugerida para el personal de la empresa.

#### Personal:

- Operación y mantenimiento del sistema
- Medidas de seguridad (niños, carros)
- Utilización de equipo de seguridad

- **Construcción: robo de materiales y falta de conocimiento (impactos sobre sistema, ciudad, usuarios y empresa)**

## **CAPÍTULO VII CONCLUSIONES**

## **AGUA SUBTERRÁNEA**

- Desde su construcción hasta la fecha, los drenes de las tres galerías filtrantes no han sido limpiadas.

### Galería Quepepampa

- Las cámaras de inspección de la galería se encuentran deterioradas.
- La cámara de válvulas siempre se encuentra inundada debido a la infiltración que existe a través de la losa de fondo y los muros.
- La cámara de reunión y válvulas no cuenta con tapa sanitaria.

### Galería Cerro La Culebra

- El agua de la galería Cerro La Culebra presenta contaminación tanto en Coliformes totales como fecales.
- Las cámaras de inspección se encuentran dañadas.

### Galería Molino Hospital

- El agua de la galería Molino Hospital presenta contaminación tanto en Coliformes totales como fecales.
- Las tapas de tres cámaras de inspección se encuentran rotas.
- La cámara de válvulas siempre se encuentra inundada debido a la infiltración que existe a través de la losa de fondo y los muros.

- La cámara de reunión y válvulas no cuenta con tapa sanitaria.

## **AGUA SUPERFICIAL**

- El canal Chancay Bajo presenta elevada contaminación bacteriológica.

### Captación

- La toma lateral en la captación no es la adecuada.
- No cuenta con una rejilla metálica para la retención de sólidos ni una compuerta para el control del caudal de ingreso.

### Desarenador

- La estructura de la unidad se encuentra muy deteriorada y sus dimensiones y funcionamiento no son los recomendados.
- La unidad no cuenta con un by-pass ni con dispositivos de evacuación de lodos.

### Línea de Conducción de Agua Cruda (Desarenador - Planta de tratamiento)

- En la línea de conducción existen tres cámaras de inspección de las cuales dos se encuentran represadas.
- Esta línea tiene capacidad para conducir hasta 32 Lps trabajando a presión, de acuerdo a la diferencia de niveles de 3,90 m que existe entre el desarenador y el ingreso a la planta de tratamiento.

## Planta de Tratamiento de Agua Potable

- Existe una ocurrencia del 91,8% del tiempo en la cual se presentan turbiedades por encima de 30 UNT.
- La caja de ingreso y medidor de caudal se encuentra en buen estado debido a que periódicamente se realiza el resane de sus paredes interiores.
- El tanque de dosificación de coagulante no cuenta con agitador mecánico, ni con una tubería para la limpieza del mismo.
- El área total del almacén de sustancias químicas existente es de 26,5 m<sup>2</sup> siendo ésta suficiente ya que el área requerida es de 2,60 m<sup>2</sup>.
- La Canaleta de Mezcla Rápida se encuentra en buen estado.

## Unidad de Flocculación

- Los Baffles del primer y segundo compartimento se encuentran deteriorados.
- A pesar de la distribución decreciente de gradientes, los valores están por encima de los parámetros operacionales óptimos ( 75-20 seg<sup>-1</sup>).

## Unidad de Decantación

- El sistema de ingreso es en forma lateral e inadecuado para las condiciones que deben tener los flóculos a sedimentar.
- La pantalla de distribución de flujo así como las paredes laterales de la zona de ingreso presentan rajaduras de consideración.

## **Desinfección**

- No se cuenta con una cámara de contacto de cloro para llevar a cabo dicho proceso de manera óptima y eficiente.
- La aplicación de cloro (2,9 mg/L) en la unidad de decantación no es el adecuado, debido a que permite el consumo de cloro en exceso.
- La caseta de cloración cuenta con un área de 7,60 m<sup>2</sup>. Se encuentra en buen estado y en condiciones adecuadas para su funcionamiento.

## **Calidad del Agua Tratada**

- El agua tratada (a la salida de la planta) es de buena calidad, encontrándose todos los parámetros dentro de los límites para agua de consumo recomendados por la SUNASS.

## **Reservorios de Almacenamiento**

- En el techo del reservorio R-1, se observa que el concreto se ha separado del acero siendo este más notorio a la altura de la tubería de ingreso, por efecto de la separación del cloro gas del agua.
- No cuentan con medidores de caudal que permitan llevar un registro de los mismos.
- Las válvulas de los reservorios se encuentran en buen estado de funcionamiento.



- La caja de concreto que se encuentra dentro del reservorio R-1 y que se utiliza como by-pass entre las tuberías de ingreso y salida no es el adecuado.
- La evacuación del agua de rebose y limpieza de todos los reservorios de almacenamiento y de las cisternas no es el adecuado.
- Las estaciones de bombeo de las cisternas (C-1, C-2, C-3) que abastecen a los reservorios R-3, R-4 y R-5 se encuentran en buenas condiciones de conservación.
- Los reservorios R-3, R-4 y R-5 no cuentan con las medidas de protección necesarias (tapa sanitaria, tuberías de ventilación, escalera de acceso y cerco perimétrico), tampoco cuentan con caseta para válvulas.
- En las paredes del reservorio R-5 se observan filtraciones de agua lo que genera que éstas permanezcan húmedas todo el tiempo.

#### Redes de Distribución de Agua Potable

- Se han encontrado tuberías (Fierro Fundido y Concreto Reforzado) que han sido instaladas con una antigüedad mayor a 50 años.
- Existen sectores donde se producen con mayor frecuencia rotura de tuberías, debido a la poca profundidad de enterramiento en que se encuentran (0,60 – 0,80 m).
- El porcentaje de pérdidas por fugas y desperdicios de agua en el año 2000 alcanza el 48% de la producción total; las pérdidas por fugas se generan en la red de distribución y los desperdicios en las conexiones domiciliarias que no tienen micromedición.

- De la inspección de válvulas realizada se han encontrado 100 válvulas de compuerta de fierro fundido de las cuales, 32 se encuentran trabajando completamente abiertas, 13 cerradas, 25 reguladas y 30 se encuentran inoperativas. También se ha podido determinar que 70 válvulas requieren cambio de marco y tapa.
- No se cuenta con un programa de mantenimiento de válvulas y grifos contra incendio.
- La línea de impulsión que va de la cisterna C-1 al reservorio Juan Velasco R-3 sufre roturas frecuentemente debido a que no cuenta con una válvula de alivio de presión.
- El Centro Poblado Aldea Campesina tiene el problema de presiones bajas debido a que sólo cuenta con una carga hidráulica de 11 mca desde el reservorio R-1 y además la tubería de aducción de 250 mm genera una pérdida de carga de 6 mca.
- El sistema puede abastecer las 24 horas a toda la población, el racionamiento que existe en las zonas abastecidas por los reservorios R-3, R-4 y R-5 es debido al costo de energía eléctrica.
- La población abastecida por el reservorio Juan Velasco (R-3) requiere 39 m<sup>3</sup> de agua y este volumen es alcanzado por el equipo de bombeo en 2,5 horas; por lo tanto el tiempo de funcionamiento (6,5 horas) es innecesario.
- Las zonas que no cuentan con servicio en las horas de máximo consumo (07:00 a 10:00 horas) se debe a que la carga hidráulica disponible en los reservorios Los Tilos no es suficiente.
- Las zonas de Santa Rosa, El Cascajo y Peralvillo Bajo no cuentan con una distribución de redes adecuada al tamaño de la población.

- Las obras de ampliación de redes que se han llevado a cabo dentro del casco antiguo de la ciudad han creado deficiencias en el comportamiento hidráulico debido a que los circuitos no han sido cerrados.

#### Conexiones Domiciliarias de Agua Potable

- Se han encontrado 3.127 cajas de conexiones domiciliarias de agua, de las cuales: 691 no tienen tapa, 376 tienen la tapa en mal estado y 2.060 se encuentran en buen estado.
- De las 1.464 conexiones consideradas como servicios cerrados, se ha podido constatar que 439 se encuentran usando el servicio sin costo alguno y las 1.025 restantes no tienen servicio o no se ubican.
- El consumo promedio (incluido desperdicios) en las conexiones domésticas sin medición es 44,7 m<sup>3</sup>/mes y el de las conexiones que cuentan con micromedición es 21,7 m<sup>3</sup>/mes.
- El consumo promedio de los usuarios no medidos es mayor al consumo asignado (25 m<sup>3</sup>/mes), lo cual nos está indicando que la facturación es menor a lo que realmente se consume.
- Del volumen total producido es decir 4.257.360 m<sup>3</sup>, han sido facturados sólo 1.466.962 m<sup>3</sup>, lo cual indica que el agua no contabilizada bordea el 65%.
- La dotación al año 2000 incluido desperdicios y fugas es de 431 L/hab/d.

#### Operación y mantenimiento

- El personal y los equipos disponibles para el mantenimiento correctivo y operación del sistema son insuficientes.

- La operación de las estaciones de bombeo Juan Velasco, Buenavista Alta y Santa Rosa no es el adecuado.

### Sistema General

- El sistema de alcantarillado no puede operar de manera óptima por estar arenado, represado y/o construido de manera inadecuada.
- No se cuenta con un sistema de tratamiento de aguas servidas, en consecuencia el desagüe se descarga directamente al mar a través de seis emisores.

### Colectores

- Gran parte de los colectores opera deficientemente debido a su antigüedad, deficiente construcción, mal uso y ausencia de mantenimiento preventivo.
- Se estima que 5.573 mL de tubería de desagüe han cumplido su vida útil (mayor a 40 años).
- En el C.P. Aldea Campesina faltan 895 mL de tubería para empalmar al colector principal.
- Existen 116,30 ha que no están cubiertos por el servicio de alcantarillado sanitario.

### Buzones

- 123 buzones se encuentran sin marco, 53 buzones requieren cambio de tapa, 138 buzones necesitan nuevos techos, y 22 requieren ser reconstruidos totalmente. En el Callejón Avinka se encuentra el buzón N°391 cuyas paredes están fisuradas y se constata infiltración de agua.

- La mayoría de los buzones en los Pueblos Jovenes están contruidos de manera inadecuada. Además, 116 buzones están enterrados, 24 buzones están expuestos, 55 tienen tapas selladas y 19 están desubicados, de los cuales 11 están cubiertos de asfalto.
- Gran parte de los buzones profundos no tienen escalera o están completamente corroídas.
- Los buzones que presentan caídas de flujos no cuentan con la estructura adecuada para ello.
- Existen dos líneas que carecen del buzón de inicio en el casco urbano.

#### Conexiones Domiciliarias de Desagüe

- Existen 998 conexiones domiciliarias de desagüe en las zonas de Peralvillo, Santa Rosa y El Cascajo que usan el servicio sin estar registrados como usuarios.ubicadas.
- Se han empalmado tuberías domiciliarias de PVC a colectores de CSN.

#### Líneas de Impulsión

- Las líneas de impulsión y la estación de bombeo nunca operaron.
- Las instalaciones de la estación de bombeo necesitan mejoramientos para poder entrar en funcionamiento.

- El equipo de bombeo es suficiente para bombear las aguas residuales de los áreas de drenaje I a V.
- La capacidad de conducción de las dos líneas de impulsión es insuficiente para llevar los flujos de los áreas de drenaje I a V.
- De la línea de impulsión, siete buzones se encuentran con techos destrozados.

### Emisores

- Los emisores a excepción del emisor A4 bajo las actuales circunstancias tienen una capacidad suficiente de conducción.
- Existen cinco buzones de los emisores A1 y A3 que no cuentan con tapas, marcos o techos.
- La relación tirante / diámetro (Y/D) del emisor A1 está sobre el valor recomendable.
- Los propietarios de los terrenos agrícolas, a través de los cuales pasa el emisor A2, han dañado dos buzones para taponearlos, perjudicando así el sistema.
- El emisor A4 no cuenta con vía de acceso y recibe el aporte de las aguas del canal de regadío de la Calle Alcatraz.
- En el emisor A5 existe un buzón que se encuentra dentro de un establecimiento comercial (kiosko/restaurante de construcción precaria).
- La tubería del emisor A6 se encuentra prácticamente descubierta.
- Las descargas de los emisores no cuentan con ningún tipo de protección.

### Canales de Riego

- En varias épocas del año, los tres canales de riego principales se rebalsan y el agua fluye por las calles de Chancay, ingresando eventualmente al sistema de alcantarillado.

### Caracterización de Aguas Servidas

- La descarga industrial del emisor A1 tiene una concentración de grasas que sobrepasa el límite permisible.
- No se conocen las características de las descargas industriales y comerciales.

### Evaluación del Cuerpo Receptor

- Las zonas más afectadas por las descargas de desagüe sanitarios y los residuos de los procesos industriales son las playas La Punta y La Jabonera.
- En la zona norte la notación es mucho menor debido a la afluencia de corrientes que diluyen la alta carga orgánica.

### Simulación Hidráulica

- El 11% de los colectores principales y emisores tienen pendientes por debajo de las normas de diseño.
- El 66% de las velocidades de flujo de los colectores principales y emisores son inferiores a 0,6 m/s.
- El 18% de los colectores principales y emisores tienen gradientes hidráulicas altas, de cuales los colectores C7, C8 y C9 presentan más problemas.

- Los tramos que presentan problemas de capacidad son los colectores principales C8 y C9. Los colectores C1, C7 y C15 tienen caudales superiores a sus capacidades instaladas en sólo algunos tramos.

### Proyectos en Ejecución

- Para ejecutar las renovaciones, no se ha verificado el estado de los colectores antes de cambiarlos.

### Operación y mantenimiento

- No se cuenta con un programa de mantenimiento preventivo regular.
- El personal de operación y mantenimiento así como los equipos y herramientas son insuficientes.
- Los obreros encargados del mantenimiento no disponen de movilidad adecuada.

### Capacitación

- Durante el trabajo de campo, se han observado casos de manipulación inapropiada y de daños al sistema de alcantarillado.
- El público no conoce los trámites a seguir para conectarse a la red ni los beneficios de un sistema de alcantarillado en buen estado.
- El público en general requiere capacitación sobre higiene básica y sobre los peligros del contacto con aguas servidas. No está informado de la presencia de emisores y de contaminación en las playas utilizadas para actividades recreativas.



- El público en general debe conocer los riesgos de acercarse a sitios de construcción ó de mantenimiento.
- Los moradores no parecen saber lo que está proyectado como construcción en su propio barrio. En general, se ha notado una falta de comunicación y de confianza entre la empresa y el público.
- El personal de la empresa carece de capacitación para prevenir accidentes y operar y mantener de manera óptima el sistema de alcantarillado.
- El personal de la empresa no conoce las repercusiones negativas de robos de material o de construcciones inadecuadas.

## **CAPÍTULO VIII RECOMENDACIONES**

## **GALERIAS FILTRANTES**

- Elaborar un programa de limpieza y desinfección de las tuberías de drenaje, cámaras de inspección y reunión de las tres galerías filtrantes.
- Adquirir las herramientas necesarias como varillas plegables de acero y tirabuzones corta raíces para efectuar la limpieza.
- Reparar los techos y tapas de las cámaras de inspección que se encuentran en mal estado.
- Cambiar las estructuras de las casetas de válvulas de las galerías Quepepampa y Molino Hospital.

## **AGUA SUPERFICIAL**

### Captación

- Construir una nueva toma lateral la cual deberá ser a través de una estructura de concreto que tenga un ángulo de inclinación de 30° con respecto a la pared del canal para facilitar el ingreso; también deberá contar con una rejilla metálica que permita la retención de sólidos y una compuerta para el control del caudal de ingreso.

**Actualmente se hace limpieza y mantenimiento continuo.**



Captación actual

### Desarenador

- Construir un nuevo desarenador, considerando dos unidades que trabajen alternadamente con un sistema adecuado de evacuación de lodos para mejorar la operación y mantenimiento.

*Este desarenador se inauguro el dia 05 de Diciembre del 2005.*



Antiguo Desarenador



Actual Desarenador

- Cambiar la línea de conducción (29,60 m) de la captación al desarenador por un canal abierto.

Línea de Conducción de Agua Cruda (Desarenador - Planta de tratamiento)

- Clausurar las cámaras de inspección e insertar válvulas de aire y purga para que esta línea trabaje a presión.

Se esta ejecutando la puesta de 01 Km. de tubería de 12 pulgadas de PVC .





### Planta de Tratamiento de Agua Potable

- Construir una unidad de filtración rápida para garantizar la calidad del agua tratada.

### **Dosificación**

- Instalar un dosificador por gravedad con carga constante.
- En el almacén, se deberán utilizar tarimas de madera para el aislamiento de las bolsas de reactivos químicos del contacto directo con el suelo.

### **Unidad de Floculación**

- Instalar una compuerta que permita la independización de la unidad cuando se realiza la limpieza de ésta.
- Los baffles de los compartimentos 1 y 2 requieren ser enlucidos con mortero.

### **Unidad de Decantación**

- Construir una canaleta para que el ingreso del agua al decantador sea por rebose.
- Renovar la pantalla de distribución de flujo debido a que presenta rajaduras de consideración.



## **Desinfección**

- Construir una cámara de contacto de cloro para la desinfección del agua.

## Calidad del Agua Tratada

- Implementar un ambiente de laboratorio con los materiales necesarios.
- Adquirir un equipo colorimétrico portátil (DR) para realizar los análisis físico-químicos y un equipo portátil de membrana selectiva para la determinación de los análisis bacteriológicos.

Ya lo tienen actualmente.

## Reservorios de Almacenamiento

- El techo del reservorio R-1 deberá ser resanado ya que presenta deterioros causados por efectos del cloro gas.
- Instalar macromedidores que permitan llevar un registro de caudales en los reservorios de almacenamiento R-1, R-2, R-3 y R-5.
- Instalar un by-pass entre la tubería de ingreso y salida del reservorio R-1 eliminando la caja dentro del reservorio que cumple ésta función.
- Mejorar el sistema de evacuación de las tuberías de rebose y limpieza de los reservorios y cisternas, construyendo una caja con la debida protección antes de la descarga.
- Instalar un filtro antes del ingreso de las aguas provenientes de las galerías filtrantes al reservorio R-2, ya que estas aguas traen consigo gran cantidad de arena y raíces.

- Instalar las tuberías de limpieza de las cisternas de bombeo (Juan Velasco, Buenavista Alta y Santa Rosa).
- Instalar una válvula de alivio de presión en la línea de impulsión al reservorio Juan Velasco.
- Construir las cajas de válvulas en los reservorios R-3, R-4 y R-5. También se deberán instalar las tapas sanitarias, tuberías de ventilación, escaleras de acceso y cercos perimétricos para su adecuada protección.
- Impermeabilizar las paredes del reservorio Santa Rosa (R-5) utilizando los aditivos necesarios ya que presentan filtraciones.

#### Redes de Distribución de Agua Potable

- Realizar calicatas y extracción de muestras en las tuberías que han sobrepasado su vida útil para determinar el estado real en que se encuentran y según el resultado obtenido programar su cambio si fuese necesario.

Hasta el momento se ha ejecutado 2.5 Km.

- Las tuberías que se encuentran enterradas superficialmente deberán ser profundizadas de tal manera que la profundidad mínima de la clave del tubo respecto al nivel del pavimento sea de 1,0 m.

~~Se las ha profundizado de 1.4 m a 1.0 m.~~

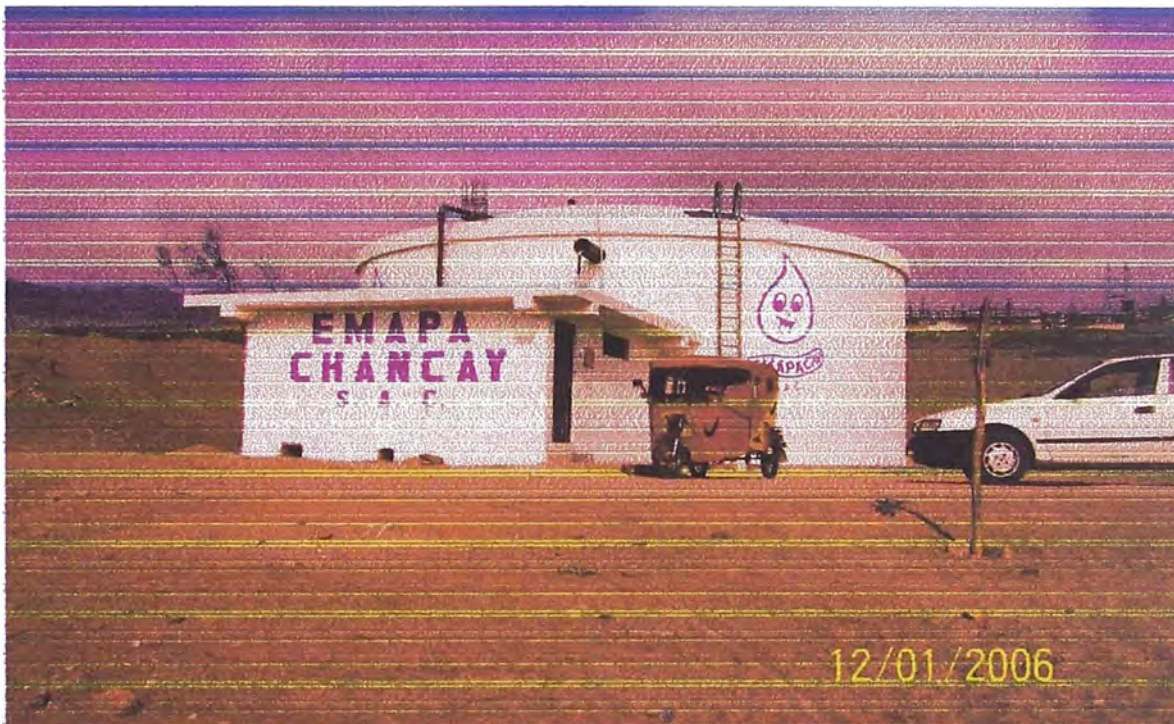
- Ejecutar un programa de control de pérdidas y fugas en el sistema de distribución mediante la instalación de macromedidores en las redes.

~~Se instale dos macromedidores en R-1 y R-2 .~~

- Cambiar las 30 válvulas que se encuentran inoperativas, dar mantenimiento a las 70 que se encuentran operativas, así mismo instalar sus respectivas tuberías de protección, marcos y tapas.

Ejecutado.

- Construir un reservorio de 450 m<sup>3</sup> para solucionar el desabastecimiento de la zona de Peralvillo Alto (La Soledad, Los Alamos, Miramar, El Pacífico, Sarita Colonia y Miguel Grau).



Reservorio de 600 m<sup>3</sup>

- Para el abastecimiento del reservorio de 450 m<sup>3</sup> se debe proyectar una línea de conducción desde la planta de tratamiento Quepepampa.

**Se esta en espera de financiamiento.**

- Instalar redes secundarias mayores a 50 mm de diámetro en las zonas de El Cascajo, Santa Rosa y Peralvillo.

**Ejecutado.**

- Se recomienda el empalme de todos los circuitos interrumpidos por tapones.

**Ejecutado.**

### Conexiones Domiciliarias de Agua Potable

- Realizar el reempadronamiento de las conexiones domiciliarias de agua para depurar las que ya no existen.

#### **A cargo de Catastro Comercial de EMAPA CHANCAY.**

- Para cumplir con las metas trazadas en el estudio de demanda se deben instalar 1.000 micromedidores anuales en el periodo 2002-2007.

#### **Todavía esta en Stand-by**

- Se requiere un banco de prueba para la aferición periódica de los medidores o tener la alternativa de otra entidad que pueda prestar el servicio.

#### **Todavía en espera.**

- Instalar los 1.067 marcos y tapas en las cajas de las conexiones domiciliarias de agua encontradas en mal estado.

#### **Realizado en 60 a 70%.**

- Implementar un programa de educación sanitaria para el control de pérdidas en el interior de las conexiones domiciliarias.

#### **EMAPA CHANCAY lo esta haciendo.**

### Operación y Mantenimiento

- Implementar un programa de mantenimiento preventivo para todos los componentes del sistema de agua potable.
- El área de operación y mantenimiento deberá contar con un profesional con experiencia en saneamiento.

#### **Actualmente se cuenta con: 01 Ing. Civil; 01 Ing. Sanitario; 01 Ing. Químico.**

- Adquirir los equipos de seguridad y señalización que se indican a continuación: uniformes, cascos, botas de cuero y jebe, máscara antigas y lentes protectores, chalecos de señalización, cercos de protección y tranqueras.
- También se debe contar con una furgoneta de carga y crucetas para el movimiento de válvulas.

- La estación de bombeo Juan Velasco debe operar sólo 2,5 horas ya que en este tiempo bombea los 39 m<sup>3</sup> de volumen que requiere la población en las 6,5 horas de abastecimiento.
- El equipo de bombeo que se requiere para la zona de Buenavista es solo de 2,66 Lps y no los 8,5 Lps que bombea actualmente.

### Sistema General

- Reparar los buzones y colectores que están deteriorados y que no están contruidos adecuadamente.
- Eliminar los emisores y proyectar un sistema de tratamiento de desagües adecuado.

### Colectores

- Evaluar las tuberías de desagüe que han sobrepasado el periodo de vida útil mediante calicatas.
- Instalar los 895 mL de tubería que faltan para empalmar el C.P. Aldea Campesina al colector principal.
- Seguir ampliando las redes después de la optimización de las redes existentes. Se presenta información para esta ampliación en el Anexo VI.

### Buzones

- Instalar tapas y techos sobre los buzones que no tienen y cambiar las tapas rotas.
- Colocar los marcos de fierro faltantes.

- Reconstruir los techos y cuerpos que se encuentran muy deteriorados o que estan mal contruidos.
- Verificar de donde proviene el agua que se está infiltrando en el buzón N°391.
- Levantar el nivel del cuerpo y techo de los buzones enterrados. A corto plazo, indicar la presencia del buzón con un señal.
- Bajar los techos de los buzones expuestos al nivel de la calle ó utilizar relleno.
- Reemplazar las tapas selladas. Mantener los marcos y aros de fierro para prevenir la corrosión.
- Ubicar los buzones asfaltados y los buzones que todavía se encuentran desubicados.
- Acondicionar la infraestructura de los buzones que presentan caídas.
- Colocar los buzones de inicio que faltan.

#### Conexiones domiciliarias

- Realizar una inspección mas detallada de las cajas domiciliarias de desagüe y buscar las conexiones desubicadas.
- Empadronar las 998 conexiones domiciliarias que utilizan el servicio sin costo.
- Instalar las tapas en las cajas domiciliarias que carecen de ellas y reemplazar aquellas que se encuentren en mal estado.

- Verificar las conexiones industriales, comerciales y residenciales asegurándose que no existen conexiones clandestinas.
- Asegurar que las conexiones y las tuberías sean del mismo material y cambiar las conexiones de materiales diferentes a las de las tuberías.

### Líneas de Impulsión

- Realizar un mantenimiento periódico de las instalaciones para que puedan ser utilizadas en el futuro.
- Acondicionar la estación de bombeo y las líneas de impulsión si se va a utilizar la instalación. Instalar una línea de impulsión paralela en este caso.

### Emisores

- Reparar los buzones del emisor A2 y notificar al propietario de los terrenos agrícolas para que no vuelva a afectar el sistema.
- Verificar el emisor A4, adecuar una vía de acceso y tomar las medidas del caso para evitar el contacto con las aguas de riego.
- Realizar las coordinaciones necesarias para retirar el kiosco/restaurante de construcción precaria que se ubica sobre el buzón N° 426 del emisor A5.
- En el caso del emisor A6, proteger la tubería con material más resistente.
- A manera de investigación, sería interesante realizar la excavación de una calicata para observar el resultado de la cama de sólidos natural a la descarga del emisor A6.

- Para tener libre acceso a los emisores que cruzan por terrenos de terceros, la EPS debe gestionar la servidumbre respectiva.
- A largo plazo, eliminar los emisores a favor de la construcción de un sistema de tratamiento.

#### Canales de riego

- Realizar las coordinaciones con las autoridades responsables para la gestión de las aguas de riego a fin de asegurar que:
  - ✓ No descargen en el alcantarillado sanitario.
  - ✓ Sean tratadas por lo menos un tratamiento primario.
  - ✓ Se realice una limpieza periódica de los canales de riego principales.

#### Caracterización de aguas

- Exigir a través del área de control de calidad que los desagües industriales y comerciales cuenten con unidades de pre tratamiento (trampas de grasa y cribas).
- Estudiar las aguas industriales descargadas por Avinka y verificarlas periódicamente.

#### Simulación hidráulica

- Estudiar cada tramo con pendiente debajo de 4‰ para identificar los que pueden ser solucionados sin mover toda la red.
- Aliviar la capacidad sobrecargada de los tramos finales de los colectores principales C7, C8 y C9 y del emisor A4 con tubería de mayor diámetro.



- Verificar el funcionamiento de las partes deficientes de los colectores C1, C11, y C15, después de llevar a cabo la limpieza general del sistema de alcantarillado sanitario. Si se requiere, ampliar la tubería.

### Proyectos en Ejecución

- Verificar las tuberías mediante calicatas antes de proyectar su renovación.

### Operación y Mantenimiento

- Diseñar un programa de mantenimiento regular de los colectores, buzones y emisores.
- Contar con un ingeniero con experiencia en saneamiento que sea a cargo del área de operación y mantenimiento, y por lo menos dos cuadrillas de trabajo con dos obreros cada una.
- Adquirir los equipos de seguridad, señalización y mantenimiento que se indican a continuación:
  - ✓ Cascos
  - ✓ Lentes protectores
  - ✓ Máscara antigas
  - ✓ Botas de cuero con punta de acero
  - ✓ Uniformes
  - ✓ Chalecos de señalización
  - ✓ Cercos de protección
  - ✓ Tranqueras
  - ✓ Escalera móvil
  - ✓ Máquina de balde con accesorios de 200, 250 y 300 mm
  - ✓ Rotasonda
  - ✓ 100 m adicionales de varillas de acero
  - ✓ Furgoneta de carga

## Capacitación

- Se recomienda capacitación del público en general sobre las temas siguientes:
  - ✓ higiene básica
  - ✓ utilización apropiado del servicio
  - ✓ como empalmarse a la red
  - ✓ peligros del contacto con aguas servidas
  - ✓ peligros de acercarse a un sitio de construcción
  - ✓ ubicación de emisores
  - ✓ áreas adecuadas para actividades recreativas
  - ✓ actividades proyectadas
  - ✓ métodos eficaces de comunicación con la empresa
  - ✓ importancia del tratamiento de las aguas residuales
  - ✓ impactos del robo de materiales
  
- Se recomienda capacitar al personal de la empresa sobre:
  - ✓ operación y el mantenimiento adecuado del sistema
  - ✓ utilización del equipo de seguridad y de señalización
  - ✓ prevención de accidentes
  - ✓ impactos del robo de herramientas, materiales y de construcción inadecuadas

Utilizar letreros, folletos, periódicos/revistas de Chancay, la radio y/o otras medios de información para capacitar al público.

## BIBLIOGRAFIA

Plan de Desarrollo Urbano de Chancay, Municipalidad de Chancay.

Arqs. Jorge Burga Bartra – Rosana Correa Alamo. Octubre 1996

Diagnóstico de la Explotación e Infraestructura de las Aguas Subterráneas en el Valle Chancay - Huaral, Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA).

Compendio de Normas Relacionadas con el Sector Saneamiento, SUNASS, Lima, 1998

Estudios de Factibilidad de los Planes de Expansión de Mínimo Costo de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado – Sullana-Bellavista, Tomo N° IV, Volumen I, Ministerio de la Presidencia, República del Perú, Abril 1996.

Tratamiento del Agua. Serie: Filtración Rápida; Manual III: Teoría, Manual IV: Evaluación y Manual V: Criterios de Diseño. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente – CEPIS.

Términos de Referencia para la formulación de los planes maestros de las EPS (24.08.96) SUNASS.

Actualización del Estudio de Factibilidad de Agua Potable y Desagüe para la Ciudad de Pisco y Centro Aledaños, Tomo B, Capítulo 8, Criterios de Diseño. SANIPAN – GKW CONSULT (1996). Lima, Perú.

Estudio de Factibilidad de los planes de expansión de mínimo costo de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de SEDAPIURA, elaborado por SANIPLAN – AMSA – GKW CONSULT (1996). Lima, Perú.

Nuevo Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Habilitaciones Urbanas de Lima y Callao. SEDAPAL (1999). Lima, Perú.

Reglamento Nacional de Construcciones. Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas. Norma Técnica de Edificación S.100 ININVI (1991). Lima, Perú.

Water Supply and Pollution Control, 6th Edition, VIESSMAN JR., Warren & HAMMER, Mark J., Addison-Wesley Longman, Inc., 1998, 827 p.

Wastewater Engineering - Treatment, Disposal, and Reuse, Third Edition, TCHOBANOGLOUS, George & BURTON, Franklin L., McGraw-Hill, Inc., 1991, 1334 p.

Reglamento de Desagües Industriales, DS 28-60 S.D.P.L del 29.11.60, Ministerio de Fomento de Obras Públicas.

Compendio de Normas Relacionadas con el Sector Saneamiento, SUNASS, Lima, 1998.

Propuesta de norma peruana sobre aprovechamiento de aguas residuales, PRONAP, 1996.

Proyecto de Norma Técnica de Edificación, S.070 Redes de Aguas Residuales, SENCICO.

Evaluación Preliminar de Impacto Ambiental (Vol III), TAMBLYN, David, SUM Canada, 2000.

Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales y Disposición de Excretas para el Area Rural - Seminario Taller, FONCODES, División de Proyectos de Infraestructura, 1999.

Estudios de Factibilidad de los Planes de Expansión de Mínimo Costo de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado – Sullana-Bellavista, Tomo N° IV, Volumen I, Ministerio de la Presidencia, República del Perú, Abril 1996.

Hidráulica de tuberías y canales, ROCHA, Arturo, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1979.