

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Ambiental



**Estudio de Pre-Inversión a nivel de
factibilidad técnico económico para
el proyecto de Ampliación y mejora-
miento del Servicio de Agua Potable
para la Ciudad de Huaraz**

**Tesis para optar el Título profesional de
Ingeniero Sanitario**

Jorge Luis Delgado Pérez

Lima - Perú

1990

A mis Padres :

Gracias a cuyo apoyo, comprensión
y orientación moral he podido
realizar este trabajo.

A mis Tíos y Hermanos

Agradecimientos

Mi más sincera gratitud a la invaluable ayuda recibida de los Ingenieros Alberto Díaz Noel y David Arriz Pimentel en el asesoramiento y guía en la realización del presente estudio.

A los Ingenieros : Hugo Pérez León, Alberto C. Delgado Pérez y Vicente Chariarse Cabrera mi agradecimiento por su colaboración y apoyo.

A mis profesores y compañeros que de alguna manera colaboraron en hacer posible esta Tesis.

INDICE

CAPITULO I : ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.1 Denominación	1
1.2 Extensión	1
1.3 Definición de la situación, problema y concepción del proyecto como solución del mismo.	4
1.4 Objetivos del proyecto.	5

CAPITULO II ESTUDIO DEL MERCADO

2.1 Area de influencia del proyecto.	6
2.1.1 Localizacion en el país, extensión y caracte- rísticas físicas : hidrografia, clima, vías de comunicación, precipitación pluvial etc.	15
2.1.2 Población total. Población urbana y rural. Censos.	25
2.1.3 Indice de crecimiento de la población en los úl- timos años : total, urbana y rural.	26
2.1.4 Tasa de mortalidad y morbilidad	27
2.1.5 Principales actividades económicas de la región, niveles de ingreso y otros indicadores. Empleo permanente o estacional.	29

	Págs.
2.1.6 Principales servicios públicos con que cuenta la ciudad de Huaraz	34
2.1.7 Energía Eléctrica con que cuenta la ciudad de Huaraz.	36
2.2 Información sobre el sistema actual del servicio de agua potable.	38
2.2.1 Población servida con conexiones domiciliarias, y con otros medios.	38
2.2.2 Descripción de los sistemas actuales. Área cubierta.	39
2.2.3 Caudales y calidad de agua disponible. Aforos y análisis.	41
2.2.3.1 Caudales.	43
2.2.3.2 Calidad.	45
2.2.4 Estado actual de los principales elementos del sistema. Principales deficiencias del servicio.	51
2.2.5 Producción y demanda en volumen de agua y en número de servicios. Crecimiento de los servicios en los últimos 3 años. Agua no contabilizada.	73
2.2.6 Descripción general. Sistema actual de tarifas, tasas, derechos de conexión, etc.	83
2.2.7 Facturación y recaudación en los últimos 3 años	84
2.3 Demanda y necesidades actuales y futuras.	84
2.3.1 Oferta y demanda actual de agua potable.	84

	Págs.
2.3.1.1 Población servida.	84
2.3.1.2 Producción de las fuentes de abastecimiento.	89
2.3.1.3 Producción total y neta del sistema.	89
2.3.1.4 Demanda per-cápita.	90
2.3.1.5 Demanda máxima diaria.	97
2.3.1.6 Capacidad de los diversos componentes del sistema en función de la demanda.	103
2.3.1.7 Cobertura, grado de utilización de la capacidad instalada, eficiencia y deficiencia.	109
2.3.1.8 Estructuras tarifarias que se han aplicado.	112
2.3.2 Demanda futura de agua potable.	112
2.3.2.1 Población futura. Metodología.	112
2.3.2.2 Demanda futura per-cápita de grupos de consumo.	124
2.3.2.3 Cobertura por conexiones.	125
 CAPITULO III DATOS BASICOS DE DISEÑO	
3.1 Introducción	127
3.2 Período de diseño tentativo del sistema proyectado.	127
3.3 Variaciones de consumo.	128
3.4 Caudales de diseño.	132
3.4.1 Demanda contra incendio.	132

	Págs.
3.4.2 Demanda industrial.	134
3.4.3 Volumen de almacenamiento	134
3.5 Proyección de las necesidades de consumo.	139
 CAPITULO IV : ESTUDIO DE FUENTES	
4.1 Introducción	142
4.1.1 Río Auqui	143
4.1.2 Río Paria	144
4.1.3 Pozos	145
 CAPITULO V : PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS. FUENTES DE AGUA POTABLE	
5.1 Planteamiento de las alternativas	149
5.1.1 Alternativa Nº 1 : "Aprovechamiento de las aguas del río Auqui".	150
5.1.2 Alternativa Nº 2 "Aprovechamiento de las aguas subterráneas".	151
5.1.3 Alternativa Nº 3 "Aprovechamiento de las aguas del río Paria"	152
 CAPITULO VI : DESARROLLO DE LAS ALTERNATIVAS	
6.1 Introducción	154
6.2 Alternativa Nº "Aprovechamiento de las aguas del río Auqui"	155
6.2.1 Captación	155

	Págs.
6.2.2 Desarenador	159
6.2.3 Línea de conducción	164
6.2.4 Línea de impulsión y equipo de bombeo	180
6.2.5 Planta de tratamiento	184
6.2.6 Almacenamiento	190
6.2.7 Suministro de energía	191
6.2.8 Línea de aducción y red de distribución	192
 6.3 Alternativa Nº 2 : "Aprovechamiento de las aguas sub- terráneas"	 192
6.3.1 Captación (Constituída por 5 pozos perforados 3 para la primera etapa y 2 para la segunda etapa).	192
6.3.2 Línea de impulsión y equipo de bombeo	199
6.3.3 Sub-estación transformadora para cada pozo	204
6.3.4 Reservorio apoyado en Nicrupampa	205
6.3.5 Línea de impulsión y equipo de bombeo del reser- vorio en la planta de tratamiento a la zona llamada Bellavista, sólo Primera Etapa	205
6.3.6 Sub-estación transformadora	205
6.3.7 Reservorio apoyado en Bellavista (Sólo en la Primera Etapa)	205
6.3.8 Línea de aducción y red de distribución	208
 6.4 Alternativa Nº 3 : "Aprovechamiento de las aguas del río Paria"	 210
6.4.1 Captación	210

	Págs.
6.4.2 Desarenador	212
6.4.3 Línea de conducción	213
6.4.4 Planta de tratamiento	215
6.4.5 Almacenamiento	216
6.4.6 Suministro de energía	216
6.4.7 Línea de impulsión y equipo de bombeo	216
6.4.8 Línea de aducción y red de distribución	216
CAPITULO VII : METRADO Y PRESUPUESTO DE LAS ALTERNATIVAS	
7.1 Alternativa Nº 1 "Aprovechamiento de las aguas del río Auqui"	220
7.2 Alternativa Nº 2 "Aprovechamiento de las aguas subterráneas"	221
7.3 Alternativa Nº 3 "Aprovechamiento de las aguas del río Paria "	224
CAPITULO VIII COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS	
8.1 Alternativa Nº 1 : "Aprovechamiento de las aguas del río Auqui" Costos de operación y mantenimiento	226
8.1.1 Costos fijos	226
8.1.1.1 Costos de personal	226
8.1.1.2 Mantenimiento de estructuras y locales	227
8.1.1.3 Mantenimiento de equipos	227
8.1.1.4 Resumen	227

	Págs.
8.1.2 Costos variables	228
8.1.2.1 Costos de energía	228
8.1.2.2 Costo de tratamiento	229
8.1.2.3 Resumen	229
8.2 Alternativa N° 2 : "Aprovechamiento de las aguas subterráneas" Costos de operación y mantenimiento	232
8.2.1 Costos fijos	232
8.2.1.1 Costos de personal	232
8.2.1.2 Mantenimiento de estructuras y locales	233
8.2.1.3 Mantenimiento de equipos	233
8.2.1.4 Costo de energía (Constante)	233
8.2.1.5 Costo de tratamiento (Constante)	234
8.2.1.6 Resumen	234
8.2.2 Costos variables	235
8.2.2.1 Costo de energía	235
8.2.2.2 Costo de tratamiento	235
8.2.2.3 Resumen	236
8.3 Alternativa N° 3 : "Aprovechamiento de las aguas del río Paria" Costos de operación y mantenimiento	239
8.3.1 Costos fijos	239
8.3.1.1 Costos de personal	239
8.3.1.2 Mantenimiento de estructuras y locales	240

	Págs.
8.3.1.3 Mantenimiento de equipos	240
8.3.1.4 Resumen	240
8.3.2 Costos variables	241
8.3.2.1 Costo de energía	241
8.3.2.2 Costo de tratamiento	241
8.3.2.3 Resumen	242
8.4 Resumen general de la inversión a efectuarse por las diferentes alternativas	244
 CAPITULO IX : SELECCION DE LA ALTERNATIVA ECONOMICA	
9.1 Período de diseño tentativo del sistema proyectado	246
9.1.1 Cálculo del período óptimo de diseño de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable	247
 CAPITULO X : METRADO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA SE- LECCIONADA	
 CAPITULO XI : COMPOSICION DE LA INVERSTION	
11.1 Inversión fija	271
11.2 Capital de trabajo	272
11.3 Inversión total	275
11.4 Cronograma de ejecución de inversiones	275
11.5 Inversiones futuras	276
11.5.1 Reposiciones	276

	Págs.
11.5.2 Red de distribución y conexiones domiciliarias	276
11.5.2.1 Inversiones futuras en la red de distribución	276
11.5.2.2 Inversiones futuras en conexiones domiciliarias	279
11.5.2.3 Inversiones mediante un fondo rotativo	280
11.6 Inversiones en dólares en términos corrientes	280
 CAPITULO XII : FINANCIAMIENTO DE LA INVERSION	
12.1 Plan de financiamiento	282
12.2 Financiamiento con préstamo del B.I.D.	283
12.2.1 Plan de financiamiento del proyecto	283
12.2.2 Calendario de ejecución de conexiones y desembolsos del préstamo	285
12.2.3 Condiciones financieras consideradas en el préstamo del B.I.D.	287
12.2.4 Interés del período pre-operativo	288
 CAPITULO XIII : TARIFAS	
13.1 Sistema actual	292
13.1.1 Descripción del sistema tarifario	292
13.1.2 Análisis de la tarifa promedio	299
13.1.3 Sistemas vigentes de cobranzas por conexiones	299
13.1.4 Series históricas de tarifas aplicadas durante	

	Págs.
los 3 últimos años	300
13.2 Sistema proyectado	304
13.2.1 Introducción	304
13.2.2 Análisis de la tarifa promedio requerido para los diversos grados de cobertura de los costos	304
13.2.3 Selección de las tarifas de agua potable	315
 CAPITULO XIV : ANALISIS FINANCIERO Y EVALUACION ECONOMICA	
14.1 Análisis financiero	317
14.1.1 Introducción	317
14.1.2 Estado de pérdidas y ganancias	318
14.1.3 Estado de fuentes y uso de fondos	318
14.1.4 Balance general	322
14.2 Evaluación económica	324
14.2.1 Introducción	324
14.2.2 Beneficios económicos	326
14.2.3 Costos económicos del proyecto	328
14.2.3.1 Inversión inicial	328
14.2.3.2 Inversiones futuras y reposiciones	331
14.2.3.3 Costos incrementales de operación	331
14.2.4 Balance de producción	334
14.2.5 Costo marginal a largo plazo	334
14.2.6 Evaluación del proyecto	336

Págs.

CAPITULO XV : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

347

ANEXOS

INDICE DE CUADROS

- A La temperatura máxima media mensual de los años 1965 - 1985
- B La temperatura mínima media mensual de los años 1965 - 1985
- C Las precipitaciones en milímetro total mensual de los años 1953 - 1985
- 2.1.1 (a) Las distancias entre capitales provinciales del Departamento
- 2.1.1 (b) Las distancias entre capitales provinciales del Departamento
- 2.1.5-1 Población Económicamente Activa estimada proyectada de 15 años y más según Departamentos
- 2.1.5-2 Población Económicamente Activa estimada proyectada de 15 años y más según rama de actividad
- 2.1.5-3 Sueldo mínimo vital nominal por provincias, según mes
- 2.1.5-4 Sueldo mínimo vital real por provincias según mes
- 2.1.6-1 Establecimiento de salud por tipo, Número de camas, según dependencias jurisdiccional - 1986
- 2.1.6-2 Recursos humanos disponibles, por dependencias, según tipo de personal - 1986

- 2.1.6-3 Variación de la matrícula de alumnos por niveles de Educación
- 2.1.7-1 Distribución de la energía eléctrica, en la ciudad de Huaraz, por tipo de consumo en miles de Kwh
- 2.2.1-1 Población servida por conexiones domiciliarias y con otros medios
- 2.2.3-2 Análisis de la descarga del río Quillcay
- 2.2.3-3 Descargas de los ríos Auqui, Paria y Quillcay
- 2.2.3-4 Clasificación de aguas crudas para potabilización
- 2.2.3-5 Normas estándar sobre agua potable
- 2.2.3-6 Análisis físico-químico realizados por la Administración de piscicultura (río Paria
- 2.2.3-7 Resultados análisis físico-químico
- 2.2.5-1 Producción de agua suministrada en m³ a la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-2 Números de conexiones domiciliarias de agua potable de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-3 Números de conexiones domiciliarias de agua potable facturados, por categorías y años, de la ciudad de Huaraz.
- 2.2.5-4 Población servida y porcentajes
- 2.2.5-5 Producción de agua potable
- 2.2.5-6 Consumo de agua contabilizada en m³/mes por categorías. Facturadas de la ciudad de Huaraz

- 2.2.5-7 Consumo promedio anual facturado, de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-8 Consumo promedio anual doméstico, de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-9 Consumo promedio anual comercial, de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-10 Consumo promedio anual industrial, de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-11 Agua no contabilizada de la ciudad de Huaraz
- 2.2.5-12 Dotación (l/hab/día) de la ciudad de Huaraz
- 2.2.6-1 Tabla de coeficientes para el mes de Febrero de 1989. CORTAPA. Resolución Nº 002-89-VC-5000
- 2.2.7-1 Facturación y recaudación por pensiones de agua y desague del año 1986
- 2.2.7-2 Facturación y recaudación por pensiones de agua y desague del año 1987
- 2.2.7-3 Facturación y recaudación por pensiones de agua y desague del año 1988
- 2.3.1.1-1 Cobertura del servicio por conexiones domiciliarias
- 2.3.1.2-1 Producción promedio de las fuentes de abastecimiento de la ciudad de Huaraz
- 2.3.1.3-1 Producción total y neta del sistema de producción de agua de la ciudad de Huaraz (río Auqui)

- 2.3.1.4-1 Demanda per-cápita de los siguientes sectores de consumo : Doméstico, Comercial, Industrial y total facturado. Consumo promedio facturado por sector
- 2.3.1.4-2 La cantidad de conexiones con y sin medidor
- 2.3.1.4-3 Demanda per-cápita por sector de consumo
- 2.3.1.4-4 Consumo neto (Huaraz)
- 2.3.1.5-2 Mediciones efectuadas en el Reservoirio el Batán; los días :
 - 1 / 11 / 1988 (a)
 - 2 / 11 / 1988 (b)
- 2.3.1.7-1 Porcentaje de agua tratada
- 2.3.1.7-2 Las capacidades máximas utilizadas y ociosas de las captaciones y de las líneas de conducción
- 2.3.2.2-1 Las proyecciones de las poblaciones servidas por conexiones domiciliarias
- 3.3-2 Medición ,efectuada en el Reservoirio el Batán,
 - 2 / 11 / 1988
- 3.4.1-1 Caudales de comparación
- 3.4-3-2 Medición efectuada en el Reservoirio el Batán,
 - 2 / 11 / 1988
- 3.4.3-3 Los volúmenes de almacenamiento para las dos etapas
- 3.4.3-4 Volúmenes de reserva para las dos etapas
- 3.4.3-5 Los volúmenes a considerar en los reservorios del sistema de abastecimiento de Agua Potable de la ciudad de Huaraz

- 3.5-1 El caudal proyectado que debe tener cada elemento del sistema en el período constructivo
- 3.5-2 Caudales de diseños referidos a la población total
- 4.1-1 Los caudales máximos diarios de acuerdo a las etapas planteadas
- 6.2.5-1 Consumo de coagulantes
- 11.1-1 Inversión del proyecto. Sistema de Agua Potable
- 11.1-2 Inversiones en mano de obra y materiales durante la ejecución del proyecto
- 11.4-1 Cronograma de inversiones
- 11.5-1 Inversiones futuras del Sistema de Agua Potable
- 11.5-2 Fondo rotativo
- 11.6-1 Calendario de inversiones en dólares
- 12.2.1-1 Estructuras del capital para la inversión
- 12.2.2-1 Cronograma de inversiones y desembolsos de las fuentes de financiamiento
- 12.2.3-1 Servicio de la deuda - Crédito B.I.D. - Sistema de Agua Potable - En Intis
- 12.2.3-2 Servicio de la deuda - Crédito B.I.D. - Sistema de Agua Potable - En Dólares
- 13.1.4-1 Pagos por m para las diferentes categorías de los últimos tres años
- 13.2.2-1 Valorización de activos existentes del Sistema de Agua Potable de la ciudad de Huaraz

	Págs.
11.5.2 Red de distribución y conexiones domiciliarias	276
11.5.2.1 Inversiones futuras en la red de distribución	276
11.5.2.2 Inversiones futuras en conexiones domiciliarias	279
11.5.2.3 Inversiones mediante un fondo rotativo	280
11.6 Inversiones en dólares en términos corrientes	280
 CAPITULO XII : FINANCIAMIENTO DE LA INVERSION	
12.1 Plan de financiamiento	282
12.2 Financiamiento con préstamo del B.I.D.	283
12.2.1 Plan de financiamiento del proyecto	283
12.2.2 Calendario de ejecución de conexiones y desembolsos del préstamo	285
12.2.3 Condiciones financieras consideradas en el préstamo del B.I.D.	287
12.2.4 Interés del período pre-operativo	288
 CAPITULO XIII : TARIFAS	
13.1 Sistema actual	292
13.1.1 Descripción del sistema tarifario	292
13.1.2 Análisis de la tarifa promedio	299
13.1.3 Sistemas vigentes de cobranzas por conexiones	299
13.1.4 Series históricas de tarifas aplicadas durante	

- 13.2.2-2 Valorización de activos proyectados del Sistema de Agua Potable de la ciudad de Huaraz
- 13.2.2-3 Depreciación de los activos fijos e intangibles
- 13.2.2-4 Costos de Operación, Mantenimiento, Depreciación y Amortización de la deuda
- 13.2.2-5 Volúmenes proyectados de agua
- 13.2.2-6 Tarifas planteadas para diversos grados de costos. Sistema de Agua Potable
- 13.2.3-1 Las tarifas domésticas estimadas para el período de diseño del proyecto de cobertura máximo de costo para el Sistema de Agua Potable
- 13.2.3-2 Tarifas seleccionadas para el Sistema de Agua Potable
- 14.1.2-1 Estado de Ganancias y Pérdidas proyectada
- 14.1.3-1 Análisis del capital de trabajo - Capital de trabajo
- 14.1.3-2 Fuentes y Usos de fondos
- 14.1.4-1 Balance General
- 14.2.2-1 Beneficios incrementales del proyecto
- 14.2.2-2 Determinación del valor residual - Sistema de Agua Potable
- 14.2.3.1-1 Inversión Inicial - Conversión de costos financieros a costos económicos
- 14.2.3.2-1 Inversiones futuras - Conversión de costos financieros a costos económicos
- 14.2.3.3-1 Costos incrementales de operación - Conversión de costos financieros a costos económicos

- 14.2.5-1 Determinación del costo marginal a largo plazo
- 14.2.6-1 Determinación del Valor Presente Neto (VPN) y
Tasa Interna de Retorno (TIR)
- 14.2.6-2 Indicadores de situación

INDICE DE GRAFICOS Y PLANOS

- 1.1 . Distribución de precipitación anual en Ancash
- . Distribución de temperatura media anual en Ancash
- 2.2.3-1 Las fuentes superficiales disponibles
- 2.2.4-1 Sistema actual de Agua Potable de la ciudad de Huaraz
- 2.3.1.5-1 Variaciones anormales
- 2.3.1.5-3 Variación de consumo del día máximo
- 2.3.1.6-1 Sistema actual de Agua Potable de la ciudad de Huaraz
- 2.3.2.1-1 Curvas de poblaciones futuras de Huaraz
- 3.3-1 Variaciones horarias de los consumos de Agua Potable de la ciudad de Huaraz en el día de máximo consumo (2 /11/1988)
- 3.4.3-1 Diagrama masa para el cálculo del volumen de almacenamiento en la ciudad de Huaraz

PLANOS

- 1 Plano Regulador de Huaraz Estructuración Urbana
- 2 Alternativa No. 1
- 3 Alternativa No. 1. Línea de conducción

- 4 Alternativa No. 1. Planta de tratamiento-
ampliación
- 5 Cross Alternativa No. 1, 2, 3 - Zona Alta
Primera Etapa.
- 6 Cross Alternativa No. 1, 2, 3 - Zona Baja -
Primera Etapa.
- 7 Red Primaria Alternativa No. 1, 2, 3 Primera
Etapa
- 8 Cross Alternativa No. 1, 2, 3 - Zona Alta - Se-
gunda Etapa
- 9 Cross Alternativa No. 1, 2, 3 - Zona Baja - Se-
gunda Etapa
- 10 Red primaria Alternativa No. 1, 2, 3 Segunda
Etapa
- 11 Alternativa No. 2
- 12 Alternativa No. 3

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.1 DENOMINACION

El presente trabajo tiene por finalidad optar la tesis de grado con el "Estudio de Pre-inversión a nivel de factibilidad técnico-económico para el Proyecto de Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable para la ciudad de Huaraz".

UBICACION :

La ciudad de Huaraz, capital de la provincia del mismo nombre del departamento de Ancash, está ubicada en el Callejón de Huaylas en la sierra norte del país.

NATURALEZA :

El estudio analiza la realidad existente del servicio de Agua Potable y diseña su ampliación de acuerdo al plano regulador y de expansión urbana de la ciudad de Huaraz.

1.2 EXTENSION

La extensión del estudio abarca la evaluación de la situación

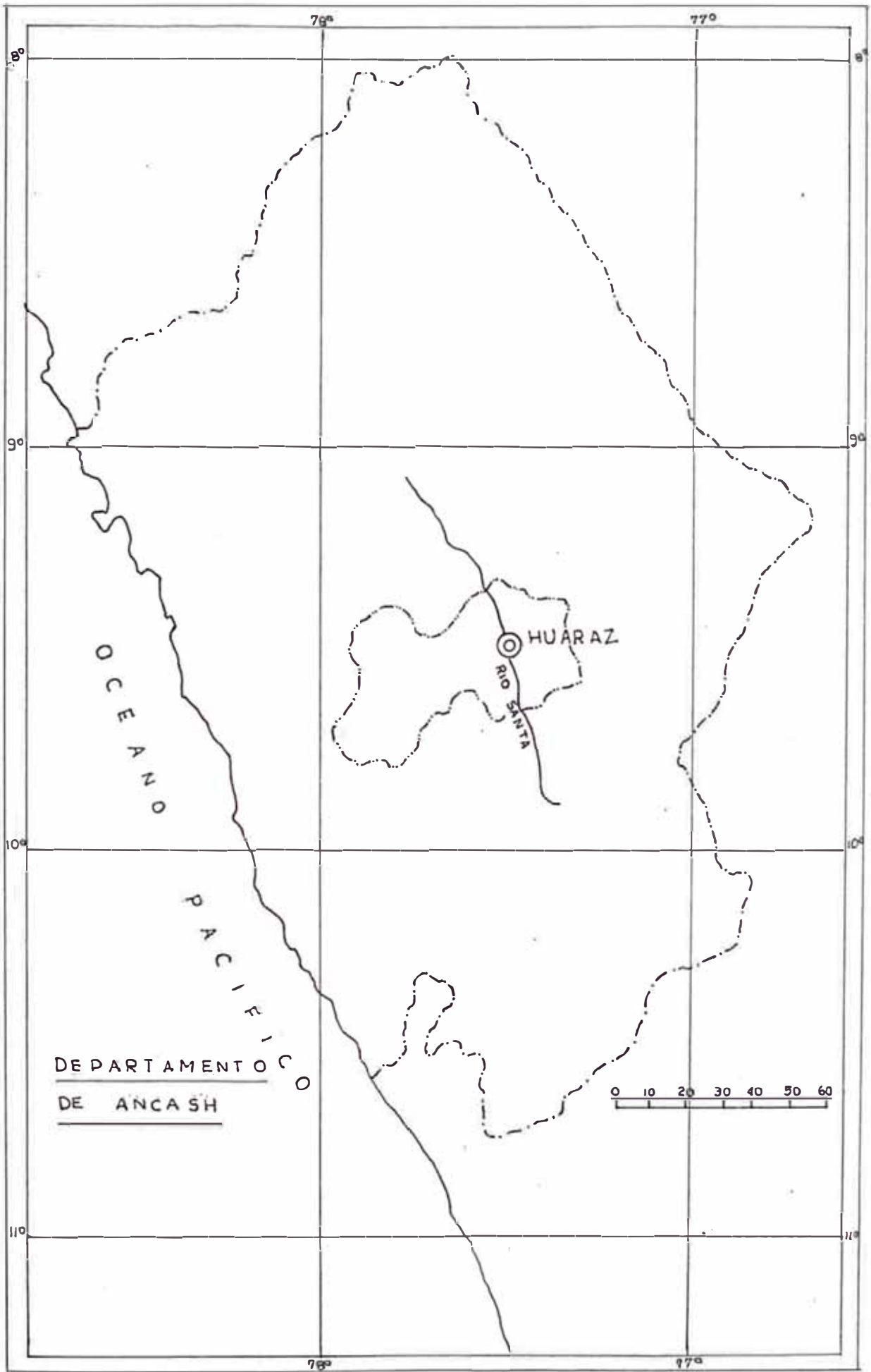


MAPA DEL PERU
UBICACION DEL DEPARTAMENTO
DE ANCASH

ANCASH

LIMA

78° 17° 76° 75°
0° 10° 8° 20° 16° 20°
78° 77° 76° 75°



actual de la línea de conducción, tratamiento de agua, reservorio y redes de distribución de agua potable así como las proyecciones para el futuro. También comprende el estudio económico en su etapa de operación.

1.3 DEFINICION DE LA SITUACION PROBLEMA Y CONCEPCION DEL PROYECTO COMO SOLUCION DEL MISMO

El sistema actual de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Huaraz no cubre los requerimientos; tampoco recibe el tratamiento técnico adecuado.

Esta ciudad tiene un alto índice de población flotante debido al Turismo Nacional e Internacional (generadora de divisas para el país) y un crecimiento acelerado de la población urbana.

Actualmente existen dos fuentes de abastecimiento de agua que son los ríos Auqui y Paria, con una producción de 176 l/s.

Del río Paria se captan 50 l/s que se entregan a la población sin tratamiento (sólo es desinfectada con cloro)

Del río Auqui se captan 126 l/s, que son conducidos a una planta de tratamiento cuya capacidad es de 60 l/s. La diferencia de 66 l/s va, a través de un by-pass, a una sala de cloración sin tratamiento y se mezcla con el agua proveniente de la planta. La mezcla es conducida a dos reservorios, el Pedregal y el Batán de 250 m y 1,200 m respectivamente. Así se distribuye en la ciudad de Huaraz, como agua potable.

El presente estudio contempla el mejoramiento de la captación, y la ampliación de la línea de conducción de la planta de tratamiento, reservorio y redes de distribución de agua.

Dada la abundancia de agua de las fuentes se ha considerado seguir utilizándolas, pero, dándolas un tratamiento adecuado a fin de reunir las condiciones óptimas de calidad y cantidad.

Cabe mencionar que dentro del enfoque integral del presente estudio se ha descartado la posibilidad de utilizar las aguas del río Santa por tener su cauce en el nivel de 2,960 m.s.n.m. más bajo que el centro de la ciudad, lo que significaría alturas dinámicas de bombeo muy altas.

1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1. Optimizar la oferta y la demanda de agua potable de la ciudad de Huaraz.
2. Satisfacer las necesidades básicas de cantidad, calidad, oportunidad y costo.

CAPITULO II

ESTUDIO DEL MERCADO

2.1 AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

El estudio del área de influencia del proyecto se ha basado en el Plan Regulador de Huaraz, elaborado por la Oficina de Desarrollo Urbano Territorial Sierra (ODUTS) el año 1979, cuya fuente fue el Plan Regulador de Huaraz, 1971-1990, elaborado por los Consultores Bustamante-Williams y Asociados. (Ver lámina N° 1).

Se distinguen dos formas definidas en la estructura física de la trama urbana de la ciudad de Huaraz :

- 1) Area expropiada o Casco Central Esta zona se caracteriza por que fue totalmente expropiada a raíz del sismo del año 1970, para fines de habilitación urbana y está edificada sobre el antiguo casco de la ciudad de Huaraz. Ofrece un mayor grado de integración física. Se distinguen dos tipos :
 - Area Urbana Renovada : Constituida por espacios consolidados. La concepción del diseño, tanto del conjunto como de los elementos que lo conforman, obedece a concepciones contemporáneas, con calles amplias, regularidad en man-

zanas y lotizaciones.

- Area Urbana Incipiente : Son áreas que a pesar de ser expropiadas, en ellas no se ha realizado el Programa completo de reconstrucción urbana, por lo que presenta un trama medianamente consolidada y su trazo presenta problemas por las irregularidades del manzaneo y lotización. Sus edificaciones son antiguas y recientes, en algunas de ellas no se han aplicado las mínimas normas constructivas.
- 2) Area no expropiada : La constituyen agrupaciones habitacionales que surgieron como respuesta a la necesidad apremiante de la población damnificada en el sismo del 31 de Mayo de 1970, mientras se realizaban labores de reconstrucción. El aspecto físico resultante acusa características homogéneas en la disposición de manzanas y trazos de calles, pero heterogéneo e irregulares en la lotización y el empleo de materiales de construcción.

En base a su localización respecto al casco urbano se distingue el barrio Centenario que soportó el éxodo masivo de la población damnificada y la zona del Cono Aluvional. En ambos sectores surgieron los llamados "Campamentos" que constituyen agrupaciones habitacionales edificadas en las áreas vacías de los sectores ya mencionados. Estos campamentos son : Consuelo de Velasco, Los Olivos, Bolívar, 9 de Octubre, Micaela Bastidas, Amistad Internacional, Virgen de

las Mercedes, Mariscal Toribio de Luzuriaga, San Martín de Porres, Lizardo Izaguirre, Sector de la Soledad, Confraternidad Mundial, Colombia, Atusparia, 31 de Mayo.

Por ser incipiente el grado consolidación de estos campamentos se han optado varias políticas para desaparecer estos asentamientos.

De acuerdo al grado de desarrollo urbano y a la densidad promedio de ocupación del suelo se distinguen tres tendencias en el uso del suelo urbano :

- Area Consolidada : Constituida por zonas que superan como promedio la densidad de 100 hab/Ha.

En esta área se ubica la zona no expropiada y se proyecta hacia la zona central del casco urbano de la ciudad. Dentro de esta área está la zona del cono Aluviónico que si bien cuenta con un cierto nivel de infraestructura básica, tiene zonas de alto índice de tuguración y hacinamiento.

- Area en Proceso de Consolidación Caracterizada por no contar con servicios infraestructurales, posee una densidad promedio de 60-100 hab/Ha. Dentro de esta área se consideran las recientes habilitaciones del casco urbano central como el Pedregal Alto, Pumacayán, etc.

- Area Incipiente Constituida por zonas con densidades

menores a 50 hab/Ha, y en algunos casos de ocupación espontánea, sin servicios ni trazo urbano alguno.

Los sectores urbanos residenciales en el presente estudio son:

- 1) SECTOR URBANO A Comprende todo el casco central, es decir la parte antigua de la ciudad de Huaraz, que fue totalmente expropiada, además de sus áreas colindantes. Limita por el Sur con el río Seco; al Oeste con el río Santa; por el Norte con la Av. Raymondi y por el Este con áreas agrícolas ubicadas en las laderas del cerro Rataquenua.

- 2) SECTOR URBANO C : Ubicado al Norte del casco urbano reconstruido, incluyendo las zonas expropiadas de Nicrupampa y Shancayán. Limita por el Sur con la zona del cono Aluviónico; al Oeste con el río Santa; por el Este con áreas agrícolas de la zona de Shancayán al Norte con la zona de Quinuacocha y la Urbanización el Milagro y el cerro de Huacrajirca.

Algunas zonas de este sector se encuentran en proceso de consolidación.

- 3) SECTOR URBANO D : Situado al Norte del sector urbano C. Está conformado por los centros poblados de Palmira y Vichay. Este sector se encuentra en proceso de consolidación y depende económicamente de la ciudad de Huaraz

en razón de su cercanía, lo que lo ubica dentro de su ámbito inmediato urbano. Para su total integración urbana, requiere un tratamiento de acciones específicas dotándole sobre todo de servicios básicos. Dentro de este sector también se considera el caserío de Baños Monterrey como zona de expansión urbana, por ser zona de importancia turística y encontrarse en proceso de ocupación.

Debe señalarse que este centro poblado en la actualidad cuenta con servicios básicos; cumple la función política-administrativa de caserío, aunque depende de Huaraz en razón de su cercanía.

- 4) SECTOR URBANO B : Está ubicado al Norte del Casco Urbano Central, entre el sector A y el sector C.

Es la zona del cono Aluviónico, cuyos antecedentes son los siguientes :

El cono Aluviónico de la ciudad de Huaraz está originado por un fenómeno glaciológico producido el 13 de Diciembre de 1941, que trajo como consecuencia la destrucción de una parte de la ciudad. Durante los 30 años posteriores a este fenómeno hasta el momento en que se produjo el sismo del 31 de Mayo de 1970, esta área permaneció al margen del crecimiento urbano de la ciudad, debido al peligro latente que significaban las posibles avalanchas o aluviones provenientes de los cuatro lugares más peligrosos que se hallan en la parte oriental de

la ciudad.

Ocurrido el sismo del 31 de Mayo de 1970, la comisión de Rehabilitación y Reconstrucción de la zona afectada -CRYRZA-, procedió a aplicar el Plan Regulador de la nueva ciudad de Huaraz en el mismo lugar de la antigua, dejando pendiente el tratamiento urbanístico del área delimitada por el denominado "Cono Aluviónico" hasta que una comisión integrada por miembros de los diferentes sectores, analice y dictamine la solución que se deberá dar a esta zona. Esta comisión Ad-hoc, conocida como la COCAL, fue nombrada por Resolución Nº 540-73-ORDEZA. La integraban 25 personas entre técnicos y promotores de diferentes especialidades; lamentablemente, no dió una solución definitiva. Sin embargo, conviene anotar alguna de sus recomendaciones, tales como :

- 1) Evitar el incremento de la densidad de la población en el área del cono.
- 2) Dar un uso no residencial a las áreas libres de entonces, enpleándolas más bien como recursos de forestación y recreacionales en general.

Después de 5 años de este intento aumentó la población del cono por la fuerte migración hacia la reconstruída ciudad de Huaraz. Siendo el aspecto de las viviendas un servicio restringido en estos mismos años a raíz de las medidas del

control para esta área, se ha producido un asentamiento irregular que ha favorecido la promiscuidad y el hacinamiento de viviendas construídas sin ningún criterio técnico. Estos motivos originaron que se replantee con más fuerza la demanda de solución para esta área; es entonces cuando la Oficina de la Comisión de Desarrollo Urbano para la provincia de Huaraz - CODUH - solicita a la jefatura de ORDENOR - CENTRO se vuelva a nombrar una comisión cuyas recomendaciones finales son las siguientes :

- 1) Declarar el cono Aluviónico, zonas definitivamente habitable;
- 2) Encomendar a la comisión de Desarrollo Urbano para la provincia de Huaraz que dictamine con criterio técnico el uso o usos más recomendables del suelo, y se establezca consiguientemente una política de saneamiento ambiental de la ciudad;
- 3) Encargar a la comisión de Desarrollo Urbano para la ciudad de Huaraz - CODUH - la adopción, a partir de la fecha, de acciones inmediatas de control urbano en dicha zona. Ver el siguiente Cuadro :

CUADRO RESUMEN DE LA ESTRUCTURA URBANA
POBLACION NORMATIVA POR BARRIOS Y SECTORES

Sector Urbano	Barrio	Unidad de Tratamiento
A	A - 1	U - 1 Pumacayan
		U - 2 San Francisco
	A - 2	U - 1 Soledad Alta
		U - 2 Soledad Baja
		U - 1 Pedregal Alto
	A - 3	U - 2 Pedregal Medio
		U - 3 Pedregal Bajo
	A - 4	U - 1 Zona Comercial
		U - 2 Belén
	A - 5	U - 1 Huarupampa
	A - 6	U - 1 Villón Alto
		U - 2 Villón Bajo
	A - 7	U - 1 Rosas Pampa
	B	B - 1
B - 2		Remodelación Parcial
B - 3		Rehabilitación
B - 4		
C	C - 1	Nicrupampa
	C - 2	Shancayan
	C - 3	Centenario Este
	C - 4	Centenario Oeste
	C - 5	Patay
D	D - 1	Palmira
	D - 2	Vichay
	D - 3	Monterrey

Actualmente de acuerdo a los estudios realizados en la ciudad de Huaraz, se han integrado al casco urbano los barrios de Nueva Florida ubicado en la parte alta del Sector Urbano B, y los Olivos en la parte baja.

2.1.1 LOCALIZACION EN EL PAIS, EXTENSION Y CARACTERISTICAS FISICAS: HIDROGRAFIA, CLIMA, VIAS DE COMUNICACION, PRECIPITACION PLUVIAL, ETC.

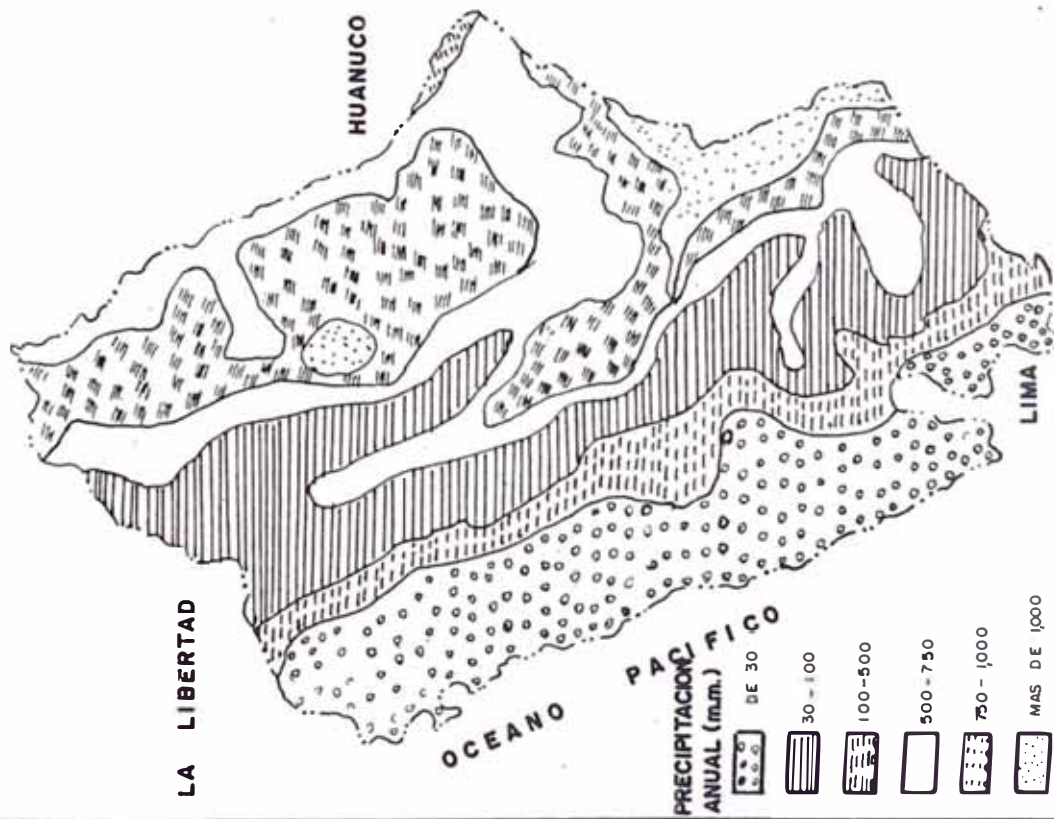
LOCALIZACION EN EL PAIS Y EXTENSION

El departamento de Ancash, se encuentra localizado en la parte Norte-Central del país, entre los paralelos 8° 01' y 10° 47' latitud Sur y 76° 14' y 78° 40' de longitud este, englobando en su ambiente espacios geográficos tales como el mar territorial, la costa y la sierra. Comprende una extensión de 36,669.31 Km², es decir el 2.8% del territorio nacional, (Ver el mapa del Perú).

El departamento de Ancash cuenta con 16 provincias Huaraz, Aija, Antonio Raymondi, Bolognesi. Carhuaz, Casma, Corongo, Huari, Huaylas, Mariscal Luzuriaga, Pallasca, Pomabamba, Recuay, Santa, Sihuas y Yungay.

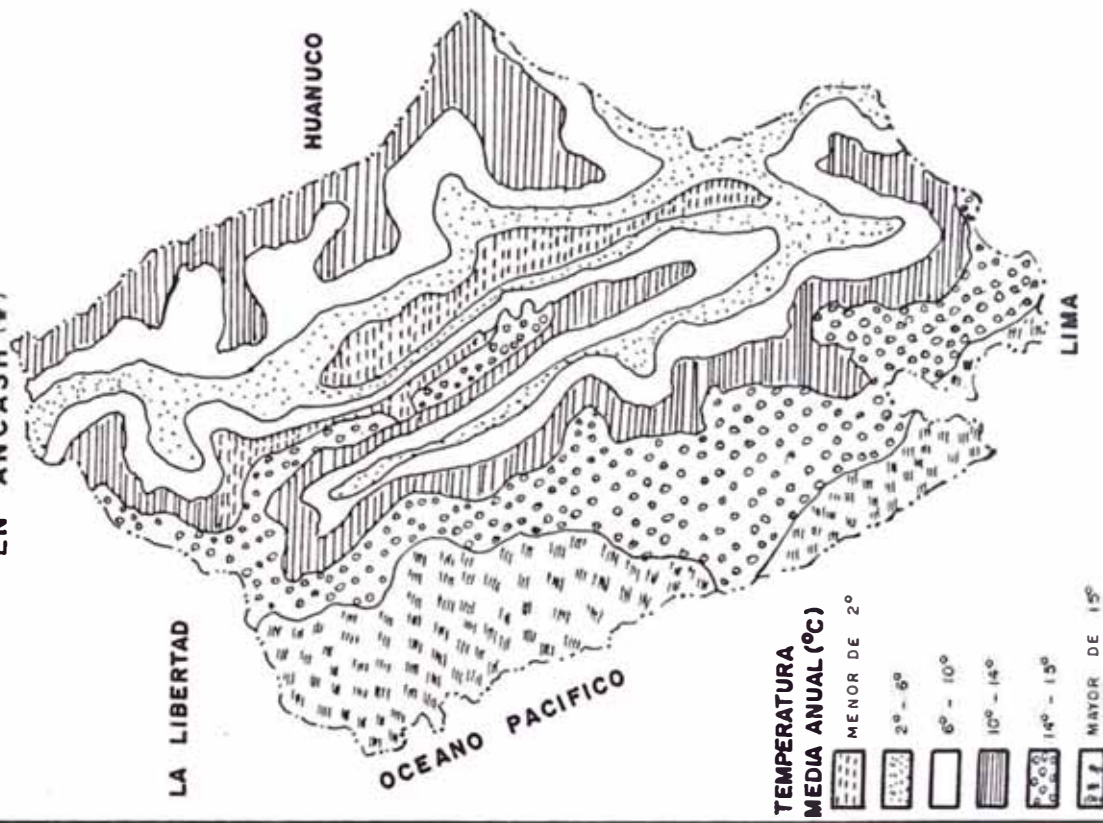
La ciudad de Huaraz es la capital del departamento y está situada a 3,052 m.s.n.m., dentro del Callejón de Huaylas, en el hermoso y fértil valle del río Santa, en su margen derecha y a orillas de su afluente el río

DISTRIBUCION DE PRECIPITACION ANUAL EN ANCASH (*)



*) FUENTE: BOLETIN APRO CLIMATICA MENSUAL DEL PERU

DISTRIBUCION DE TEMPERATURA MEDIA ANUAL EN ANCASH (*)



*) FUENTE: BOLETIN APRO CLIMATICA MENSUAL DEL PERU

Quillcay, que cruza de Este a Oeste. La ciudad de Huaraz llamada "Capital Andinista del Perú", es un importante centro turístico, por las hermosas cumbres nevadas de la Cordillera Blanca que se localiza en la Región.

Sus coordenadas geográficas son : 9° 31' 46" de latitud Sur y 77° 32' 12" de longitud Oeste de Gr. Comprende una extensión de 2184.5 Km² es decir el 6% del territorio del departamento de Ancash.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

HIDROGRAFÍA

El río Santa pertenece a la región hidrográfica del Pacífico; es el más importante de la Región por su caudal, longitud e influencia en la economía del departamento de Ancash; tiene su origen en la laguna de Aguascocha, situada al pie de Nevado de Tuco; ingresa a la laguna de Conococha empezando a formar el gran Valle longitudinal Andino conocido con el nombre de Callejón de Huaylas.

El río Santa, recorre el Callejón de Huaylas, presentando un recurso hídrico de gran magnitud debido a la presencia de la Cordillera Blanca.

La ciudad de Huaraz es cruzada de Este a Oeste por el río Quillcay afluente del río Santa.

El río Quillcay está formado por los ríos, Paria que tiene su origen en la laguna de Polkarejo y el Auqui

cuyo origen está en las lagunas de Churup, Quilcay Huanca y Slallap.

CLIMA

La ciudad de Huaraz goza de un clima templado seco, con temperaturas bajas durante la noche. En los meses de Junio a Agosto las temperaturas descienden a muy pocos grados sobre cero, pero durante el día suben a más de 20°C. La época de lluvias es de Diciembre a Abril. (Ver gráfico N° 1.1)

La humedad relativa varía del 75% en el verano a 60% en el invierno; es un promedio de 54%.

La evaporación registra un promedio de 1,400 mm anuales.

La nubosidad presenta valores relativamente moderados.

Los cuadros siguientes presentan

El Cuadro A : La temperatura máxima media mensual de los años 1965-1985.

• El Cuadro B : La temperatura mínima media mensual de los años 1965-1985.

El Cuadro C : Las precipitaciones en milímetros total mensual de los años 1953 hasta 1985.

CUADRO : A

DEPART. : Ancash
 PROV. : Huaraz
 DISTRITO : Independencia

DATOS METEOROLOGICOS DE :
 Temperatura Máxima en °C Media Mensual Y Anual
 ESTACION Huaraz Nº

LONG. : 77°31'51"
 LAT. : 09°30'51"
 ALT. : 3,063 msnm

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MED. ANUAL
1965	20.4	20.2	19.4	19.6	20.9	21.9	21.4	22.8	21.7	21.3	21.1	21.1	21.0
66	20.9	20.6	21.5	21.9	21.4	22.4	21.3	22.7	22.9	19.8	20.2	19.7	21.3
67	19.4	18.5	18.7	20.3	20.7	20.7	21.1	22.0	21.9	20.1	21.0	21.3	20.5
68	20.8	19.3	19.1	21.1	21.2	21.1	21.1	22.0	21.8	21.1	21.3	21.6	21.0
69	21.2	20.2	19.9	20.3	22.1	21.3	22.2	22.0	23.1	21.8	20.6	19.6	21.2
70	18.8	20.3	20.6	20.2	20.0	22.1	22.3	23.4	22.3	21.8	20.7	20.9	21.1
1971	20.1	18.8	18.8	19.3	20.9	21.0	22.0	21.6	22.3	22.1	21.7	20.4	20.8
72	20.1	20.1	18.3	19.9	21.9	22.1	22.9	22.5	23.5	23.1	23.4	22.4	21.7
73	21.9	20.4	20.5	20.4	21.2	21.9	21.7	23.0	22.2	20.8	21.8	18.5	21.2
74	18.6	18.5	18.8	20.8	22.2	21.4	22.3	23.0	22.2	22.8	24.1	22.9	21.5
75	21.4	20.1	20.1	20.9	20.6	21.4	21.0	22.5	22.0	21.8	21.6	20.8	21.2
76	19.8	19.4	21.1	22.5	22.9	22.7	23.8	23.2	23.7	23.7	22.8	22.7	22.4
77	22.6	21.4	22.7	22.6	21.7	22.5	22.5	22.5	23.2	22.9	20.8	21.9	22.3
78	21.6	21.8	20.8	21.7	22.1	22.3	22.0	22.8	22.2	----	22.9	23.0	22.1
79	23.1	20.6	20.8	22.4	23.2	22.9	22.4	23.7	22.7	24.7	24.2	24.5	22.9
80	23.3	23.4	23.7	23.9	24.5	24.3	23.2	24.3	25.2	22.0	21.5	21.9	23.4
1981	22.0	21.5	21.2	23.8	23.5	23.6	23.1	24.0	24.7	23.6	21.5	22.9	22.9
82	22.1	21.6	23.0	23.1	23.7	24.0	24.1	24.3	23.7	22.9	22.9	23.2	23.2
83	24.3	25.3	23.3	23.3	24.0	23.4	24.3	24.7	23.8	23.8	25.1	21.5	23.9
84	20.1	19.4	20.1	20.9	21.0	20.7	21.6	22.8	22.5	21.9	21.0	22.2	21.2
85	21.6	20.8	21.8	21.5	21.8	22.1	21.7	22.5	22.2	22.9	22.3	21.7	21.9

CUADRO : B

DEPART. : Ancash
 PROV. : Huaraz
 DISTRITO : Independencia

Temperatura Media Diaria en °C media Mensual y Anual
 ESTACION Huaraz Nº

LONG. : 77°31'55"
 LAT. : 09°30'51"
 ALT. : 3,063 msnm

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MED.ANUAL
1965	13.8	14.3	13.6	13.4	13.3	12.9	12.9	13.8	14.6	14.6	14.2	14.3	13.8
66	15.2	14.5	14.4	14.7	13.8	12.9	12.5	13.6	14.9	13.8	13.5	13.2	13.9
67	14.0	13.5	13.2	13.8	13.5	12.1	12.4	13.0	13.7	14.0	13.4	14.1	13.4
68	14.3	13.5	13.4	13.1	13.2	11.9	12.3	13.7	14.3	14.2	13.8	14.3	13.5
69	14.4	14.5	14.6	14.4	14.3	13.3	13.0	13.4	14.4	14.3	14.2	13.9	14.1
70	13.8	14.3	14.3	14.5	13.4	13.8	13.1	13.8	14.6	14.8	14.1	14.3	14.1
1971	13.9	13.2	13.6	13.3	13.1	13.0	12.9	13.1	14.0	14.7	14.2	13.6	13.5
72	13.7	13.7	13.3	13.9	14.1	13.5	13.4	13.6	14.6	15.2	14.4	15.5	14.1
73	15.7	14.9	14.9	14.1	1	13.4	12.8	13.8	14.5	14.2	15.7	13.0	14.2
74	12.9	13.1	13.1	13.9	1	13.6	12.6	13.7	13.9	14.8	15.5	15.3	13.8
75	14.5	14.1	14.3	14.5	1	12.8	12.1	13.4	14.3	14.5	13.9	13.5	13.8
76	13.9	13.8	14.4	14.5		13.9	13.6	13.5	14.7	14.8	14.6	14.5	14.2
77	15.3	14.9	15.6	15.3	1	14.2	14.1	14.6	15.0	15.3	14.8	15.3	14.9
78	15.2	15.3	14.8	15.2	1	13.5	13.8	14.2	15.2	----	15.5	15.4	14.8
79	15.2	14.5	14.1	14.8		13.5	13.0	14.6	14.5	15.5	16.4	16.3	14.8
80	16.5	16.5	16.5	16.3		14.7	14.3	15.2	15.9	15.3	15.1	15.0	15.6
1981	15.2	15.3	15.1	16.4	15.	14.2	13.4	14.8	15.7	15.8	14.8	16.0	15.2
82	15.1	14.5	15.9	15.6	15.	14.9	14.8	15.3	15.3	14.5	15.3	15.6	15.2
83	16.5	17.1	15.9	15.9		15.1	15.3	15.6	15.7	15.6	16.6	14.6	15.8
84	17.8	13.2	14.1	14.6	14.	14.2	14.0	14.9	14.9	14.8	16.2	15.2	14.8
85	14.8	14.7	15.1	14.8	14.	14.6	13.8	14.6	14.8	15.3	15.3	15.1	14.8

CUADRO : C

DEPART. : Ancash
 PROV. : Huaraz
 DISTRITO : Independencia

CUADRO DE PRECIPITACIONES EN MM... A/OS 1953 - 1982
 ESTACION Huaraz Nº 12

LONG. : 77°31'51"
 LAT. : 09°30'51"
 ALT. : 3,063 msnm

AÑOS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOT.ANU	PRO.MEN	MED.ANU
1971	95.3	136.8	238.4	119.7	1.7	1.8	8.4	28.8	14.1	81.3	48.6	137.5	912.4	76.0	2.5
72	224.9	138.3	256.6	136.4	22.3	0.0	1.0	29.1	13.1	42.2	62.4	132.1	1058.4	88.2	2.9
73	138.5	111.5	133.6	133.4	37.4	7.4	7.5	12.8	62.3	115.8	116.8	94.7	971.7	81.0	2.7
74	129.1	151.1	169.8	119.5	0.5	12.5	3.8	21.5	26.2	30.8	27.3	54.9	747.0	62.2	2.0
75	142.0	176.3	247.0	51.6	78.3	6.9	0.0	18.1	39.9	56.2	61.1	51.1	928.5	77.4	2.5
76	162.9	76.7	143.0	39.9	39.9	10.1	1.1	0.7	5.1	9.9	18.6	57.0	564.9	47.1	1.5
77	197.4	147.9	100.3	28.8	20.1	0.0	0.5	1.3	36.2	24.3	122.3	100.9	780.0	65.0	2.1
78	62.0	152.4	58.7	68.8	20.2	0.0	2.6	0.0	55.4	36.1	45.5	50.1	551.8	46.0	1.5
79	89.7	97.8	181.4	105.4	17.0	0.0	0.0	8.1	35.7	18.4	15.7	36.8	606.0	50.5	1.7
80	100.1	56.9	81.1	41.1	8.0	1.1	0.0	4.3	0.0	174.4	117.5	89.7	674.2	56.2	1.8
1981	120.8	157.9	205.6	43.9	0.0	2.1	0.0	13.6	4.6	106.8	99.3	59.8	814.4	67.9	2.2
82	84.2	160.0	98.4	72.2	2.9	0.0	0.3	0.6	12.7	154.0	118.2	134.4	837.9	69.8	2.3
83	126.2	76.9	191.2	79.9	18.7	18.0	0.9	1.3	28.5	55.5	49.3	126.5	772.9	64.4	2.1
84	122.3	253.9	214.5	94.9	81.9	14.9	2.3	0.9	35.1	119.0	62.9	66.4	1069.0	89.1	2.9
85	48.9	90.9	114.5	101.5	39.3	0.0	5.3	5.3	68.2	20.0	34.9	87.8	616.6	51.4	1.7
86	131.3	102.9	71.8	154.6	6.9	0.0	1.8	6.6	20.2	11.9	56.0	175.0	739.0	61.6	2.0

VÍAS DE COMUNICACION

La ciudad de Huaraz cuenta con las siguientes vías de comunicaciones

a) Terrestres

La ciudad de Huaraz se une con la costa a través de dos carreteras; una de ellas conecta con la ciudad de Pativilca y es asfaltada. La otra, una carretera afirmada, conecta con la ciudad de Casma.

El siguiente Cuadro presenta la distancia entre las capitales provinciales del departamento (Ver Cuadro Nº 2.1.1 (a), (b)).

b) Aéreas :

La ciudad cuenta con el Aeropuerto de Anta (camino a Caraz) de segunda categoría. Posee pista de aterrizaje. Permite recepcionar aeronaves hasta del tipo Bal-I-III-475.

Actualmente no existen vuelos comerciales.

c) Telecomunicaciones :

Se cuenta con sistemas de micro-ondas SAS, lo que permite transmitir Télex, radiotelefonía y ondas de televisión; en lo que respecta a Entel Perú, existe el Discado Directo Nacional.

Cuadro 2.1.1 (a)

Distancia entre las capitales provinciales del Departamento
(En Km.)

De	Huaraz	Aija	Cabaña	Caraz	Carhuaz	Casma	Corongo	Chacas	Chimbote	Chiquián
A										
Huaraz	-	83.7	261.0	68.6	34.2	148.8	182.5	121.5	206.6	110.5
Aija	83.7	-	324.7	132.3	97.9	212.5	246.2	185.2	270.3	127.2
Cabaña	261.0	324.7	-	197.3	231.3	231.3	218.0	314.1	173.5	371.5
Caraz	68.6	132.3	197.3	-	34.4	217.4	113.9	121.7	188.8	179.1
Carhuaz	34.2	97.9	231.7	34.4	-	183.0	148.3	87.3	223.2	144.7
Casma	148.8	212.5	231.3	217.4	183.0	-	267.3	270.3	57.8	259.3
Corongo	182.5	246.2	218.0	113.9	148.3	267.3	-	235.6	209.5	293.0
Chacas	121.5	185.2	314.1	121.7	87.3	270.3	235.6	-	328.1	232.0
Chimbote	206.6	270.3	173.5	188.8	223.2	57.8	209.5	328.1	-	232.0
Chiquián	110.5	127.2	371.5	179.1	144.7	259.3	293.0	232.0	317.1	
Huari	143.6	166.3	390.2	212.2	177.8	292.4	330.2	71.2	350.2	187.5
Huarmey	229.0	292.7	311.5	262.0	283.2	80.2	347.5	350.5	130.0	242.1
LLamallín	229.6	252.3	490.6	298.2	263.8	370.4	412.1	181.2	436.2	273.5
Piscobamba	100.2	257.2	321.3	124.0	152.0	315.0	207.0	72.0	312.0	310.7
Pomabamba	186.3	251.9	313.6	146.0	154.0	337.0	105.0	94.0	305.1	298.7
Recuay	20.9	46.8	267.9	95.5	61.1	175.7	209.4	148.4	233.5	84.7
San Luis	130.5	195.3	329.0	131.7	97.3	200.3	245.6	10.8	338.1	242.0
Sihuas	220.9	204.5	256.3	152.2	186.2	305.6	127.7	149.1	247.8	331.3
Yungay	55.4	119.1	210.5	13.2	21.2	204.2	127.1	100.5	202.0	165.9
Lima	408.6	429.3	604.5	477.2	442.0	374.0	591.1	539.1	431.0	359.1

Fuentes Ministerio de Transporte y Comunicaciones

Cuadro 2.1.1 (b)

Distancia entre las capitales provinciales del Departamento
(En Km.)

De	Huari	Huarmey	LLamallín	Piscobamba	Pomabamba	Recuay	San Luis	Sihuas	Yungay	Lima
A										
Huaraz	143.6	229.0	229.6	100.2	186.3	20.9	130.5	220.9	55.4	408.6
Alja	166.3	292.7	252.3	257.2	251.9	46.8	195.3	204.5	119.1	429.3
Cabaña	390.2	311.5	490.6	321.3	313.6	267.9	329.0	256.3	210.5	604.5
Caraz	212.2	262.0	298.2	124.0	146.0	95.5	131.7	152.2	13.2	477.2
Carhuaz	177.8	283.2	263.8	152.0	154.0	61.1	97.3	186.2	21.2	442.0
Casma	292.4	80.2	370.4	315.0	337.0	175.7	200.3	305.6	204.2	374.0
Corongo	330.2	347.5	412.1	207.0	105.0	209.4	245.6	127.7	127.1	591.1
Chacas	71.2	350.5	181.2	72.0	94.0	148.4	10.8	149.1	100.5	538.1
Chimbote	350.2	130.0	436.2	312.0	305.1	233.5	338.1	247.8	202.0	431.0
Chiquián	187.5	242.1	273.5	310.7	298.7	84.7	242.0	331.3	165.9	359.1
Huari	-	366.2	110.0	123.2	145.2	123.8	61.2	200.3	179.7	483.2
Huarmey	366.2	-	452.2	395.2	417.2	263.4	360.5	449.8	84.4	293.0
LLamallín	110.0	452.2	-	233.2	255.2	209.0	171.2	310.3	285.0	569.2
Piscobamba	124.2	395.2	233.2	-	22.0	193.1	62.0	77.1	110.8	574.8
Pomabamba	145.2	417.2	255.2	22.0	-	215.1	84.0	55.1	132.0	596.0
Recuay	123.8	263.4	209.0	193.1	215.1	-	150.4	247.7	82.3	301.7
San Luis	61.2	360.5	171.2	62.0	84.0	150.4	-	139.1	11.5	540.1
Sihuas	200.3	449.8	310.3	77.1	55.1	247.7	139.1	-	165.4	629.4
Yungay	179.7	84.4	285.0	110.8	132.0	82.3	11.5	165.4	-	464.0
Lima	483.2	293.0	569.2	574.8	596.0	301.7	540.1	629.4	464.0	

Fuentes Ministerio de Transporte y Comunicaciones

d) Radiodifusoras

La ciudad de Huaraz cuenta con cuatro estaciones de radio :

- Radio Huaraz.
- Radio Huascarán.
- Radio Ancash.
- Radio Alpamayo.

e) Comunicación Escrita

La ciudad de Huaraz cuenta con los siguientes periódicos :

- Diario "El Departamento"
- "El Diario de Huaraz"

2.1.2 POBLACION TOTAL-POBLACION URBANA Y RURAL. CENSOS

En el siguiente Cuadro podemos apreciar la población total del distrito de Huaraz, disgregado en población urbana y rural, obtenidos de los diferentes censos, nacionales realizados. (Fuente: INE)

Años	Población Total		Población Urbana		Población Rural	
	Hab.	%	Hab.	%	Hab.	%
1940	34,998	100	11,054	31.6	23,544	68.4
1961	50,367	100	20,345	40.4	30,022	59.6
1972	59,278	100	31,382	52.9	27,896	47.1
1981	70,956	100	45,116	63.6	25,840	36.4

La población del distrito de Huaraz ha sido predominantemente rural, cambiándose esta composición a urbana en los últimos diez años, debido a los continuos flujos migratorios como consecuencia de las limitadas posibilidades de satisfacer las necesidades básicas en el campo y las aparentes expectativas que crea la ciudad al emerger como centro de empleo.

2.1.3 INDICE DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION EN LOS ULTIMOS AÑOS : TOTAL, URBANA Y RURAL

Tasa intercensales del distrito de Huaraz

Intervalo	Pob. total	Pob. Urbana	Pob. Rural
Años	%	%	%
1940 - 1961	1.75	2.95	2.08
1961 - 1972	1.49	4.02	-0.66
1972 - 1981	2.02	4.12	-0.85

Del Cuadro anterior podemos indicar que la tasa intercensal de la población urbana en los últimos veinte años ha mantenido un ritmo ascendente pasando de 4.02% en el período 1961 - 1972 a 4.12% entre 1972 - 1981; mientras que la tasa de crecimiento de la población rural en los dos últimos períodos intercensales ha sido negativa y descendente a causa de la migración del campo a la ciudad.

2.1.4 TASA DE MORTALIDAD Y MORBILIDAD

Del Ministerio de Salud, de la Oficina Sectorial de Planificación de la V Región de Salud, Ancash, se han obtenido los siguientes cuadros de Mortalidad y Morbilidad.

Tasa de Mortalidad Año 1987

Diez primeras causas de mortalidad del distrito de
Huaraz

Nº de Orden	Causa de Muerte	Nº de Casos	%	Tasa 0/0000
1	Enf. aparato respiratorio	24	23.8	
2	Enf. aparato circulatorio	6	5.9	
3	Tumores	2	2.0	
4	Afecciones originadas en el período perinatal	4	3.09	
5	Disentería y gastroenteritis	21	20.8	
6	Traumatismo y envenenamiento	6	5.9	
7	Enf. infecciosas y parasit.	3	3.0	
8	Enf. de las otras partes del aparato digestivo.	19	18.8	
9	Desnutrición	3	3.0	
10	Tuberculosis	2	2.0	
	Todas las demás causas	11	10.9	

Tasa de Morbilidad Año 1987

Diez primeras causas de morbilidad de la provincia de Huaraz

Nº de Orden	Causas de los daños	Nº de Orden	%
1	Enfermedades del aparato respiratorio	10,000	15.4
2	Enfermedades del aparato digestivo	2,103	3.2
3	Enfermedad de la piel y del tejido celular sub-cutáneo	2,190	3.4
4	Enfermedad del aparato genito urinario	4,447	6.8
5	Disentería y gastroenteritis	3,068	4.7
6	Enfermedad del sistema nervioso y de sentidos	2,341	3.6
7	Traumatismos y envenenamientos	633	1.0
8	Signos, síntomas y estados morbosos mal definidos	230	0.4
9	Deficiencias de la nutrición	972	1.5
10	Enf. del sistema óseo muscular	2,054	3.2
	Todos los demás casos	36,883	56.8
Total		64, 939	100.0

2.1.5 PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LA REGIÓN, NIVELES DE INGRESO Y OTROS INDICADORES. EMPLEO PERMANENTE O ESTACIONAL.

La estimación de la Población Económicamente Activa de 15 años y más a nivel nacional, en 1986, asciende a :

767,900 habitantes, correspondiendo al departamento de Ancash el 4.16% del total nacional; esto se puede observar en el Cuadro Nº 2.1.5-1.

La población Económicamente Activa de 15 años y más para el departamento de Ancash en 1986 fue de 2'817,000 habitantes, el cual creció en un 2.3% con respecto a 1985 y además se encuentra el mayor número de PEA en las ramas de Agricultura, Caza, Silvicultura, Pesca y Servicios, con un 50.9% y 18.2% respectivamente; esto se observa en el Cuadro Nº 2.1.5-2

Nivel de Ingreso

El sueldo mínimo vital nominal en Enero de 1986 fue de 540 Intis, concluyendo en Diciembre del mismo año en 900 intis. Hay un aumento del 67% anual, muy por encima del incremento acumulado del índice de precios al consumidor de la ciudad de Chimbote que fue de 54.1%.

El sueldo mínimo vital, es igual para todas las provincias, a partir de Agosto de 1985. Anteriormente la provincia de Huaraz al igual que Casma constituían el estrato intermedio correspondiendo a la provincia de Santa la que tenía mayores niveles de ingreso. Esto se observa en el Cuadro Nº 2.1.5-3. Se presenta también en el cuadro Nº 2.1.5-4 el sueldo mínimo vital real por provincias.

Cuadro 2.1.5 - 1

Población Económicamente Activa estimada proyectada

de 15 años y más según departamento

1981 - 1986

Departamento	Población Económicamente Activa (En millones)					
	1981	1982	1983	1984	1985	1986
Total	5,769.8	5,967.0	6,151.3	6,351.3	6,555.5	6,767.0
Amazonas	89.8	92.6	93.6	98.6	101.7	104.2
Ancash	254.2	250.0	263.6	272.4	275.4	281.7
Apurímac	86.2	97.6	98.8	100.1	101.6	103.8
Arequipa	249.8	250.7	268.2	279.2	288.0	298.4
Ayacucho	153.5	155.7	158.2	160.3	162.8	165.4
Cajamarca	325.1	331.9	339.6	347.7	356.0	364.5
Callao	151.6	157.6	161.8	162.9	176.1	182.3
Cuzco	295.6	302.7	310.1	318.0	325.7	334.4
Huancavelica	107.3	108.3	109.7	111.0	112.2	113.4
Huánuco	131.5	155.4	162.5	163.7	168.2	172.8
Ica	134.7	138.6	142.4	146.5	152.8	154.9
Junín	279.4	280.3	299.2	300.6	316.0	325.9
La Libertad	299.3	308.5	310.2	320.2	338.7	349.7
Lambayeque	205.0	212.6	229.7	230.4	236.6	244.9
Lima	1,752.5	1,875.1	1,990.2	1,997.2	2,056.3	2,137.8
Loreto	147.5	152.4	157.2	162.0	167.0	172.1
Madre de Dios	15.4	16.0	16.3	17.4	18.1	18.8
Moquegua	38.6	40.2	41.0	42.8	44.0	45.9
Pasco	63.7	65.7	67.0	68.7	70.7	73.9
Plura	356.0	368.4	371.0	375.5	409.3	424.3
Puno	338.5	344.9	351.2	358.9	364.3	371.2
San Martín	108.7	112.9	118.0	123.2	128.6	134.2
Tacna	57.7	60.5	63.4	66.4	69.5	72.7
Tumbes	35.7	37.2	38.7	40.2	41.8	43.4
Ucayali	64.8	67.2	69.6	71.2	74.4	77.9

Cuadro 2.1.5 - 2

Población Económicamente Activa estimada proyectada de 15 años y
más según rama de actividad. Ancash . 1981 - 1986

1981 - 1986

Ramas de actividad	Población Económicamente Activa (En millones)					
	1981	1982	1983	1984	1985	1986
Total	227.0	256.0	263.6	269.4	275.4	283.7
Agríc. Cer. Silv. Pes.	110.2	138.8	139.6	-	140.3	143.4
Explot. Miner. y Can.	3.9	4.9	5.0	-	5.7	5.9
Ind. Manufacturera	25.0	29.3	29.6	-	31.0	31.8
Electricidad Gas	1.1	1.1	1.1	-	1.2	1.2
Construcción	6.6	7.6	7.9	-	7.9	8.2
Comercio Rest. Hot.	19.3	24.2	25.2	-	27.8	28.4
Transportes	6.5	7.7	8.1	-	8.6	8.7
Establec. Financ.	2.2	2.4	2.5	-	2.8	2.8
Servicios	32.7	42.1	44.0	-	50.1	51.3
Act. no Específic.	11.3	-	-	-	-	-
Buscan trabajo por 1ra. vez	7.1	-	-	-	-	-

Fuente : Para Ambos Cuadros - INE

Cuadro 2.1.5 - 3

Sueldo Míximo Vital Nominal por Provincias según

mes : Años 1983 - 1986 . ncash.

(Intls constantes)

MES	Santa				Caraz - Huaraz				Demás Provincias			
	1983	1984	1985	1986	1983	1984	1985	1986	1983	1984	1985	1986
Enero	50	121	230	540	50	113	231	540	40	110	228	540
Febrero	60	121	230	700	60	113	231	700	57	110	228	700
Marzo	82	121	286	700	60	113	231	700	74	110	228	700
Abril	86	121	286	700	81	113	278	700	78	110	274	700
Mayo	86	121	286	700	96	154	330	700	92	150	334	700
Junio	102	161	346	700	96	154	330	700	92	150	334	700
Julio	102	161	346	700	99	154	338	700	92	150	334	700
Agosto	102	161	540	700	99	154	340	700	92	150	540	700
Setiembre	112	197	540	700	105	109	540	700	101	185	540	700
Octubre	112	197	540	900	105	109	540	700	101	186	540	700
Noviembre	121	197	540	900	113	109	540	900	110	186	540	900
Diciembre	121	200	560	900	115	231	540	900	110	227	540	900

Cuadro 2.1.5 - 4

Sueldo Míximo Vital real por Provincias según mes : 1983 - 1986 Ancash

(Intls constantes de 1979)

MES	Santa				Caraz - Huaraz				Demás Provincias			
	1983	1984	1985	1986	1983	1984	1985	1986	1983	1984	1985	1986
Enero	8	8.8	7.7	7.7	8.8	8.8	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7
Febrero	9	7.1	6.8	9.2	8.9	7.4	6.6	9.2	8.6	7.1	6.5	9.1
Marzo	11	7.2	7.5	8.6	10.1	6.8	7.3	8.6	9.6	6.6	7.2	9.6
Abril	10	7.0	6.9	8.4	9.0	6.4	6.7	8.4	9.5	6.2	6.6	8.3
Mayo	10	6.4	6.1	8.1	9.4	6.0	5.7	8.1	9.1	5.8	5.9	8.1
Junio	11	8.1	6.6	7.8	10.2	7.7	6.4	7.8	9.9	7.6	6.4	7.8
Julio	10	7.8	5.9	7.5	9.3	7.5	5.8	7.5	9.8	7.3	5.8	7.5
Agosto	9	7.3	8.7	7.2	8.4	8.0	8.9	7.2	8.2	6.0	8.8	7.2
Setiembre	9	8.8	8.3	7.1	8.8	8.0	8.3	7.1	8.5	7.8	8.2	7.1
Octubre	9	8.0	8.1	8.9	8.6	7.7	8.1	8.9	8.3	7.5	8.1	8.9
Noviembre	9	7.5	8.0	8.7	9.2	7.2	8.0	8.7	8.8	7.1	8.0	8.7
Diciembre	9	8.4	7.8	8.4	8.5	8.1	7.8	8.4	8.2	8.0	7.8	8.4

Fuente : Para ambos cuadros. INE

Durante los años 87, 88 y 89 el incremento del sueldo mínimo vital ha sido como consecuencia de la Hiper Inflación y Recesión.

2.1.6 PRINCIPALES SERVICIOS PUBLICOS CON QUE CUENTA LA CIUDAD DE HUARAZ.

Médico asistenciales

La infraestructura de salud, al año 1986, equivale a 50 establecimientos con un total de 268 camas; de esos establecimientos uno es el Hospital Regional con 136 camas que representa el 50.7% del total de camas. Ver el Cuadro Nº 2.1.6-1.

En el año 1986 el sector Salud tuvo 160 profesionales (110 nombrados y 50 contratados). En el Cuadro 2.1.6-2 se puede observar que la ciudad de Huaraz tiene el mayor número de personal en las diversas especialidades.

Educación

En la ciudad de Huaraz, la matrícula de los alumnos de los diferentes niveles de educación, ha ido incrementándose año tras año. El crecimiento vegetativo es acelerado lo que determina la necesidad de incrementar los Centros Educativos o ampliar los existentes, en todos los niveles : Educación Inicial, Educación Primaria,

Cuadro 2.1.6 -

Establecimientos de Salud por tipo, Nº de camas según dependencia Jurisdiccional

Año 1986

Depen- dencias	Total		Establecimientos de Salud											
	Esta- blec.	Nro. Camas	Nro. Hosp. Apoy	Nro. Hosp. Cam	Nro. Hosp. Gral	Nro. Hosp. Cam	Nro. Hosp. M.L.	Nro. Hosp. Cam	Nro. Centros Ciscas	Nro. Centros Cam	Nro. Centros Salud	Nro. Puestos Cam	Nro. Puestos Salud	Nro. Camas
Total	167	725	6	453	2	50	3	90	7	18	30	114	119	-
Huaraz	58	268	1	136	-	-	3	90	3	-	11	42	40	-
La Caleta	28	97	1	85	-	-	-	-	-	-	7	12	20	-
E. Guzman	29	205	1	137	2	50	-	-	-	-	4	18	22	-
Pomabamba	20	42	1	30	-	-	-	-	2	6	1	6	16	-
Huari	18	59	1	25	-	-	-	-	2	12	5	18	10	-
Caraz	14	58	1	40	-	-	-	-	-	-	2	18	11	-

Fuentes : Unidad Departamental de salud - Ancash

Cuadro 2.1.6 - 2

Recursos humanos disponibles, por dependencias, según tipo de personal

Año 1986

Tipo de Personal	Dependencias						
	Total	Huaraz	La Caleta	E. Guzman	Pomabamba	Huari	Caraz
Total	2390	901	252	923	104	128	82
Directivo	24	16	1	3	2	1	1
Prof. Sal.	517	168	63	224	12	31	19
Nombrados	396	110	63	173	6	17	19
Contratados	121	58	-	51	6	14	-
Otros Prof.	84	44	6	19	4	8	3
Nombrados	67	37	6	14	2	5	3
Técnicos	1327	548	167	449	55	66	42
Nombrados	315	157	-	95	24	39	-
Auxiliares	438	125	15	228	31	22	17
Nombrados	261	65	15	156	3	5	17
Contratados	177	60	-	72	28	17	-

Fuente : Unidad departamental de Salud - Ancash

Secundaria y Superior. Esto conlleva la necesidad de nuevas instalaciones de Servicios de Agua Potable. En el Cuadro 2.1.6-3 se puede apreciar la variación de la Matrícula de alumnos.

Cuadro Nº 2.1.6 - 3

Variación de la matrícula de alumnos por niveles de Educación

Año	Educ. Inic.	Educ. Prim.	Educ. Sec.	Educ. Sup.
1985	3,953	58,796	18,745	4,361
1986	4,174	59,009	20,196	6,005
1987	4,748	58,722	21,122	4,993
1988	5,400	58,536	22,498	6,192

Fuente: Dirección Departamental de Educación de Huaraz.

Comunicación

Los principales medios de la comunicación ya fueron descritas en el ítem 2.1.1.

2.1.7 ENERGÍA ELÉCTRICA CON QUE CUENTA LA CIUDAD DE HUARAZ.

En el campo de la energía eléctrica, la ciudad de Huaraz muestra también un incremento del consumo de energía eléctrica, como se puede apreciar en el Cuadro Nº 2.1.7-1

Cuadro No. 2.1.7-1

Distribución de la energía eléctrica, en la ciudad de Huaraz, por tipo de consumo en miles de KWH

Año	Total	Alumbrado Público	Residencial	Comercial	Industrial	Uso General
1975	5,379	835	2,036	784	1,231	493
1976	4,714	481	1,614	599	815	1,005
1977	6,231	652	1,969	672	1,733	1,185
1978	8,592	1,095	2,163	675	3,532	1,127
1979	9,075	1,095	2,375	733	3,711	1,161
1980	9,971	1,098	2,749	810	4,050	1,264
1981	9,574	1,095	3,336	892	2,938	1,313
1982	8,759	1,119	3,933	1,020	1,325	1,362
1983	8,039	1,095	4,439	990	2,000	1,306
1984	10,528	1,632	4,408	919	2,000	1,569
1985	10,528	1,632	4,408	919	2,000	1,569
1986	12,573	1,960	4,869	981	2,564	2,199
1987	14,619	2,288	5,330	1,043	3,128	2,829
1988	16,665	2,616	5,791	1,105	3,692	3,459

Fuente : Ministerio de Energía y Minas - Anuario Estadístico de Electricidad 1975 - 1988..
Hidrandina-Unidad Zonal Ancash - Sierra - Of. de Estadística.

2.2 INFORMACION SOBRE EL ESTADO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE

BLE

2.2.1 POBLACION SERVIDA CON CONEXIONES DOMICILIARIAS Y CON OTROS MEDIOS.

Cuadro Nº 2.2.1 - 1

Año	Poblac. Urbana Total (Hab)	Conexiones Domiciliarias			Otros Med.	
		Población Servida			Pob. Servida	
		Nº	Hab.	%	Hab.	%
1986	51,916	7,311	36,555	70.41	15,361	29.59
1987	53,430	7,608	38,040	71.20	15,390	28.80
1988	54,996	7,852	39,260	71.40	15,736	29.60

Nota : Se ha considerado un promedio de 5 personas por familias.

El Cuadro anterior muestra la cobertura del servicio por conexiones domiciliarias y fuentes públicas de los tres últimos años. Se puede apreciar que el crecimiento de la población urbana servida por conexiones domiciliarias es mayor que el crecimiento vegetativo de la población. Es decir el crecimiento promedio de la población servida alcanza el 4% y el crecimiento de la población total es sólo de un 2.4%.

El resto de la población no tiene servicio contabilizado por la administración del sistema, en los que se encuentran los

siguientes casos

- Familias que se abastecen por pozos de su propiedad.
- Familias que se abastecen indirectamente de conexiones vecinas;

Familias que se abastecen parcialmente por pequeños manantiales;

Familias que se abastecen por las denominadas conexiones clandestinas, conexiones que se han incorporado al sistema sin la autorización de la administración.

2.2.2 DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS ACTUALES. AREA CUBIERTA.

El sistema básicamente es el siguiente : el suministro de agua potable a la ciudad de Huaraz se realiza por medio de un sistema que capta las aguas de los ríos Auqui y Paria por gravedad, y solamente una parte del volumen recibe un adecuado tratamiento. La captación del río Auqui está ubicada a 5 Km aproximadamente del área urbana y la del río Paria a unos 200 m. Las aguas de la captación del río Auqui se conducen por una línea de tubería de asbesto cemento, de 14" de diámetro, aproximadamente unos 4.9 Km. hasta la planta de tratamiento que es el del tipo de Degremont con capacidad de 60 l.p.s. En esta planta sólo se trata el 47% de las aguas captadas; el resto (53%) es enviado directamente a los reservorios.

Las aguas captadas del río Paria son conducidas por una línea de tubería de asbesto-cemento de 12", las cuales son desarenadas y desinfectadas por medio de un desarenador provisto de un hipoclorador.

Las aguas captadas del río Paria tiene un gasto de 49 l.p.s. mientras que del río Auqui es de 126 l.p.s.

De la planta de tratamiento de Rataquena las aguas son conducidas a la cámara de reunión N° 2; aquí se junta con el agua no tratada y se distribuye a los reservorios "El Pedregal" y "El Batán" de los cuales se entrega a la población de la zona alta de la margen izquierda y derecha del río Quilcay, que cruza la ciudad de Este a este.

Los dos reservorios existentes son apoyados y de concreto armado, denominados "El Batán" y "El Pedregal", con capacidades de 1,200 y 250 m³ respectivamente. Dichos reservorios reciben las aguas provenientes de la captación del río Auqui.

Las aguas que provienen del río Paria son enviadas directamente a la red de distribución, a la zona baja de la ciudad.

La red de distribución está formada por tuberías de asbesto-cemento de 14", 12", 10", 8", 6", 4", 3", etc. de diámetro, calculándose unos 62.7 Km. de tubería.

El número de conexiones domiciliarias es de 7,852 de las cuales el 83% poseen medidor y el 30% de éstas se encuentran en estado defectuoso.

2.2.3 CAUDALES Y CALIDAD DE AGUA DISPONIBLE. AFOROS Y ANÁLISIS.

En el presente proyecto estudiaremos las posibilidades de usar aguas superficiales y subterráneas que servirán de fuente de abastecimiento para la ciudad de Huaraz.

El gráfico N° 2.2.3-1 nos muestra las fuentes superficiales disponibles; están indicados sus orígenes y usos. También muestra la zona de Nicrupampá en donde se captaría las aguas subterráneas mediante pozos.

Se consideran fuentes idóneas los ríos Paria y Auqui porque es posible captar las aguas y conducir las mediante una línea, por gravedad. Se descarta al río Santa y su afluente, el Quillcay, por las siguientes razones

1. Las aguas superficiales necesariamente tienen que ser tratadas, y, a medida que el agua es más contaminada el tratamiento es más costoso. Además, entre varios sistemas opcionales, es preferible optar por el que funciona por gravedad y no por bombeo ya que la inversión por este sistema es más costoso.

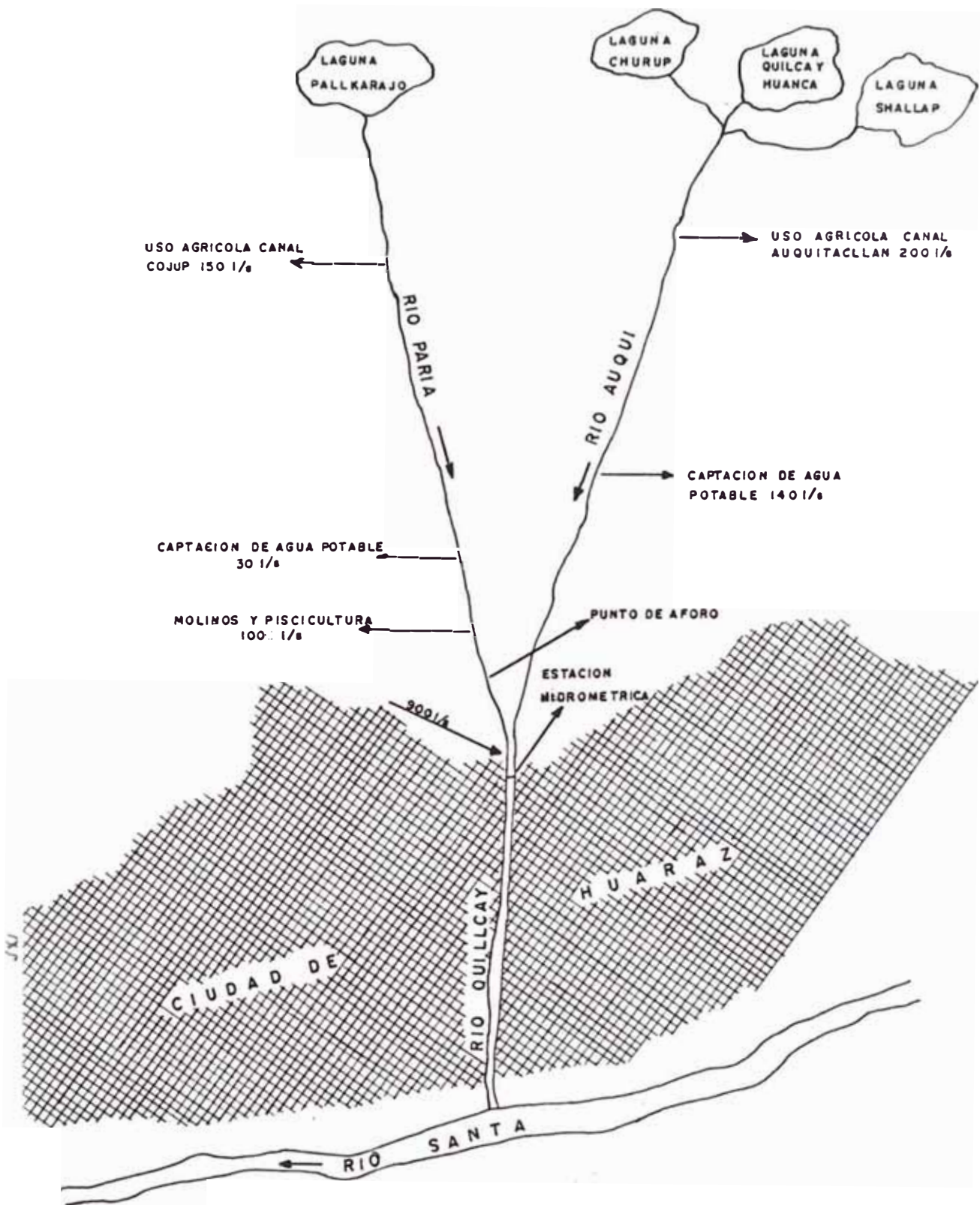


GRAFICO 2.2.3 - 1
FUENTES SUPERFICIALES DISPONIBLES

2. En el estudio de contaminación, realizado a las aguas del río Santa por el Ministerio de Salud, se encontró que el mencionado río tiene una alta contaminación proveniente principalmente de relaves mineros.
3. El nivel del cauce del río Santa es más bajo respecto al nivel de la ciudad.
4. El río Quillcay cruza la ciudad de Este a Oeste, por lo que está expuesto a la contaminación a lo largo de su ribera. Su cauce también está más bajo que el nivel de la ciudad, por lo que sus aguas no pueden ser conducidas por gravedad.

2.2.3.1 Caudales

El Cuadro Nº 2.2.3-2 nos muestra las descargas del río Quillcay. Se ha confeccionado en base a los datos de descargas que se obtuvieron de las mediciones efectuadas en la estación Hidrométricas y recopiladas por el Instituto Nacional de Investigación Energéticas (INIE).

La administración del sistema de agua potable, al realizar los aforos en los ríos Quillcay y Paria, estimaron que un 30% de las aguas del río Quillcay provienen de la descarga del río Paria.

Cuadro Nº 2.2.3 - 2
Análisis de las descargas del río Quillcay

Año	Promedio Mínimo diario m ³ /s	Promedio Máximo diario m ³ /s	Promedio mensual m ³ /s	Mínimo Mínimo rrum m ³ /s	Máximo Máximo rrum m ³ /s
1970	4.96	9.60	7.00	2.32	16.43
1971	6.21	10.03	8.09	2.07	24.92
1972	5.82	10.14	7.29	3.35	23.39
1973	5.64	10.28	7.62	1.99	19.05
1974	5.64	10.48	7.31	1.87	21.32
1975	4.75	10.48	7.06	2.50	21.44
1976	5.03	9.85	6.99	1.93	19.34
1977	5.04	9.45	7.26	2.67	17.61
1978	4.83	8.52	6.40	1.96	19.04
1979	6.29	10.60	8.16	2.54	20.82
1980	5.13	9.90	6.96	2.47	17.75
1981	5.55	11.25	7.81	2.90	26.39
1982	5.09	10.45	7.28	0.66	25.97
1983	6.49	10.00	8.03	2.29	16.31
Promed.	5.41	10.07	7.38		

En el Cuadro N° 2.2.3 - 3 se muestra la descarga de los ríos : Paria, Auqui y Quillcay.

Cuadro N° 2.2.3.- 3

Descargas de los ríos Auqui, Paria y Quillcay

Ríos	Promedio Mínimo diario m ³ /s	Promedio Máximo diario m ³ /s	Promedio mensual m ³ /s	Mínimo Mínimo rrum m ³ /s	Máximo Máximo rrum m ³ /s
Quill- cay	5.41	10.07	7.38	0.66	26.39
Auqui	3.79	7.05	7.17	0.46	18.47
Paria	1.62	3.02	2.21	0.20	7.92

2.2.3.2 Calidad

El concepto de calidad de agua cruda guarda estrecha relación con el uso que se piensa dar; el suministro para consumo humano es quizá el uso más benéfico del agua que se ha dado actualmente, siendo por consiguiente, más estricto el control de calidad de dicha agua.

Definimos agua cruda, aquella que se toma directamente de la fuente sin recibir ningún tipo de tratamiento.

En fuentes superficiales generalmente se hace necesario dar un tratamiento al agua cruda, tales como : pre-sedi-

mentación, coagulación, sedimentación, filtración rápida, y desinfección (por cloración) o filtración lenta y desinfección.

En el Cuadro Nº 2.2.3 - 4 se muestra la clasificación de aguas crudas para potabilización definidas por el Centro Panamericano e Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

En el Cuadro Nº 2.2.3 - 5 se muestra las normas estándar sobre agua potable definidas por la Organización Mundial de la Salud.

En el Cuadro Nº 2.2.3 - 6 se muestra los análisis físico-químico realizados por la Administración de la Piscicultura a las aguas del río Paria determinando un agua de buena calidad (1981).

En el Cuadro Nº 2.2.3. - 7 se muestra los análisis realizados a los ríos Auqui y Paria por la Administración de agua potable.

Las aguas subterráneas serán captadas en la zona de Nicrupampa. Las cuales tienen suficientes caudales de acuerdo a los sondeos realizados y no necesitan tratamiento alguno. Estas aguas provienen de la filtración del río Quillcay.

Cuadro No. 2.2.3-4

Clasificación de aguas crudas para potabilización

Contaminantes o Características	Unidad	Excelente	Buena	Deficiente
DBO (5 días)				
Promedio mensual máximo día	mg/lt	0.75-1.50	1.50-2.50	22.5
Coliformes	NMP/100	50-100	100-5,000	25,000
Promedio mensual máximo día	ml	25% sobre 100	20% sobre 5,000	25% sobre 20,000
Oxígeno disuelto	mg/lt	4.0 -7.5	4.0-6.5	4
Promedio Saturación		75 ó mayor	60 ó mayor	
pH promedio	-	6.0 -8.5	5.0-9.0	3.8-10.5
Cloruros máximos	mg/lt	50	50-250	250
Fluoruros	mg/lt	1.5	1.5-3.0	3.0
Compuestos Fenólicos máximo	mg/lt	insumo	0.005	0.005
Color	Unidades	0-20	20-150	150
Turbiedad	Unidades	0-10	10-250	250

FUENTE : CEPIS

Cuadro No. 2.2.3-5'

Normas estandard sobre agua potable

Características físicas

Características	Límite Recomendado	Límite Aceptable	Límite Tolerable
Color, unidades	5	20	
Olor	Ninguno	Ninguno	
Sabor	No objetable		
Turbiedad, unidades	5	25	

Constituyentes químicos

Substancias ppm(mg/lt)	Límite Recomendado	Límite Aceptable	Límite Tolerable
Sulfanato de Alkgl			
Benceno	0.2	1.0	
Arsénico (As)			0.05
Cadmio (Cd)			0.01
Cloruro (Cl)	200	600	
Calcio (Ca)	75	200	
Cobre (Cu)	0.05	1.5	
Cianuro (Cn)			0.05
Fluor (F)		0.8-1.7	
Dureza como (CaCO ₃)	100	500	
Concentración de iones			
H (pH)	7.0-8.5	6.5-9.2	
Hierro (Fe)	0.1	1.0	
Plomo (Pb)			0.1
Magnesio (Mg)	30-150	150	
Magnesio + Sulfato de Sodio	30	150	
Manganeso (Mn)	0.05	0.5	
Nitrato		45	
Compuestos fenólicos como :			
Fenol	0.001	0.002	
Selenio (Se)			0.01
Sulfato (SO ₄)	200	400	
Zinc (Zn)	5	15	

Características bacteriológicas

- 1) Agua desinfectada.- No debe tener gérmenes coliformes en ninguna muestra de 100 ml.
 - 2) Agua sin desinfectar.- Puede tolerarse hasta 3 gérmenes en algunas muestras de 100 ml, siempre que las pruebas sean frecuentes y que tanto la zona de captación como las condiciones de depósitos sean satisfactorias.
-

Fuente : OMS

Cuadro Nº 2.2.3 - 6

Análisis físico-químico realizados por la Administración de
Piscicultura (río Paria).

Año 1,981

Mes	Temperatura °C	Anhidrido Carbónico CO ₂ (ppm)	Oxígeno Disuelto ppm	Dureza ppm	Alcalinidad ppm
Enero		1.9	7.6	97.5	25
Febrero		1.6	97.5	89.7	23
Marzo		2.0	7.5	89.7	23
Abril		1.6	7.6	89.7	23
Mayo		2.0	7.6	87.7	22.5
Junio	9.79	2.0	7.5	78.0	20
Julio	9.46	2.0	7.5	81.9	21
Agosto	10.77	1.8	7.4	81.9	21
Setiembre	11.09	1.8	7.4	-	-
Octubre	-	1.8	7.4	-	-
Noviembre	-	1.9	7.5	-	-
Diciembre	-	1.9	7.5	-	-

Cuadro Nº 2.2.3-7

SENAPA
UNIDAD OPERATIVA HUARAZ
SUB-SISTEMA PRODUCCION

RESULTADOS ANALISIS FISICO - QUIMICO

		P L A N T A						R I O - P A R I A					
		MAX.	MIN	PROM	PROM	PROM	°C	MAX	MIN	PROM	PROM	PROM	°C
		TURB.	PH	DZA	CA	ALC	TEMP	TURB.	PH	DZA	Ca	ALC	TEMP
Enero	1985	1900	6.5	30	24	10	10	3000	7.2	21	13	10	12
Febrero		1000	6.5	30	24	10	10	2800	7.2	21	13	10	12
Marzo		2800	6.5	30	24	10	10	2300	7.3	21	13	9	12
Abril		1000	6.5	30	24	10	11	1000	7.3	24	14	11	13
Mayo		1800	6.5	30	24	10	13	350	7.3	23	14	10	13
Junio		25	6.5	30	24	10	13	180	7.1	21	15	10	11
Julio		25	6.5	30	24	10	10	290	7.1	20	13	12	11
Agosto		100	6.5	30	24	10	10	270	7.0	20	13	12	11
Setiembre		500	6.5	30	24	10	10	180	6.8	21	13	11	11
Octubre		25	6.5	30	24	10	11	590	6.8	18	12	9	12
Noviembre		45	6.5	30	24	10	11	900	7.0	17	12	10	12
Diciembre		1500	6.5	30	24	10	12	1800	7.2	18	12	10	12
Enero	1986	5000	6.5	30	24	10	12	2300	7.2	20	13	8	14
Febrero		2000	6.5	30	24	10	12	2100	7.2	20	13	6	14
Marzo		3000	6.5	30	24	10	13	2900	7.1	20	13	8	13
Abril		3000	6.5	30	24	10	14	1000	7.1	22	14	8	13
Mayo		25	6.0	30	24	10	14	600	7.1	22	14	9	11
Junio		25	6.0	30	24	10	13	150	6.8	24	14	7	11
Julio		27	6.0	30	24	10	13	80	6.8	23	14	10	12
Agosto		38	6.5	30	24	10	13	200	6.8	24	14	11	12
Setiembre		40	6.5	28	21	11	15	180	7.1	22	13	11	12
Octubre		40	6.0	30	21	6	10	50	7.1	21	13	14	11
Noviembre		500	6.0	32	20	5	10	480	7.1	23	13	13	11
Diciembre		2000	6.0	30	20	5	10	700	7.1	23	14	13	10
Enero	1987	4000	6.0	30	24	1.5	17	2800	7.1	25	17	8	15
Febrero		2000	6.0	30	24	1.5	17	3000	7.3	23	17	8	15
Marzo		3000	6.0	30	24	1.5	17	2500	7.3	25	18	6	15
Abril		10	6.0	26	20	2	17	25	6.8	20	14	5	16
Mayo		7	6.0	26	20	2	16	7	7.2	16	12	5	13
Junio		11	5.0	30	24	3	16	250	7.0	22	17	8	14
Julio		7	5.8	28	24	4	16	220	7.1	22	17	10	13
Agosto		5	5.0	40	30	3	17	70	7.2	20	13	17	13
Setiembre		12	5.8	40	32	4	17	300	7.3	18	12	12	10
Octubre		35	5.5	32	25	3	17	150	7.1	20	12	12	11
Noviembre		450	5.0	30	25	3	17	1550	7.1	21	13	13	12
Diciembre		2000	6.0	26	21	3	17	2000	7.1	20	14	15	12

Nota :

- Las turbiedades son las máximas de cada mes, turbiedades que se forman por las lluvias y turbiedades por deshielo.
- Esto significa, que cuando está por encima del 2500 NTU ya no se da tratamiento se corta el paso de agua.
- Y en caso del río Paria se corta la entrada cuando se encuentra por encima de 80 NTU

2.2.4 ESTADO ACTUAL DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS DEL SISTEMA. PRINCIPALES DEFICIENCIAS DEL SERVICIO.

A continuación se describen los diversos componentes del sistema. Se describirá primero los elementos que conforman el río Auqui, y segundo los elementos que conforman el río Paria. Ver el Gráfico N° 2.2.4 - 1.

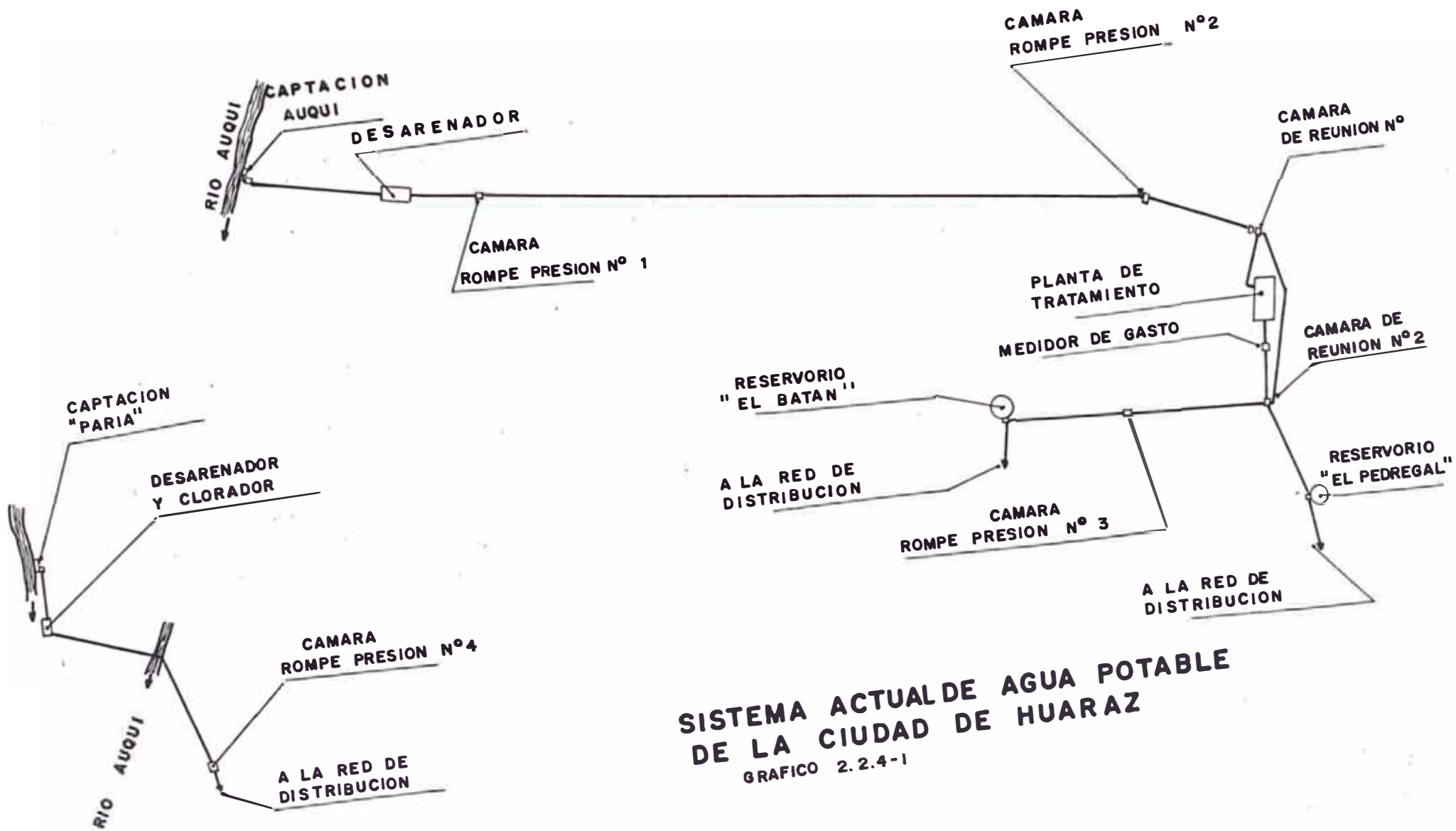
A) Los elementos de abastecimiento del río Auqui

Captación Río Auqui

El mayor volumen de agua que consume la ciudad de Huaraz se capta del río Auqui (72%) mediante una caja de captación de concreto ciclópeo; está ubicado en la cota 3,203 m.s.n.m. (Ver fotos N° 1, 2, 3).

La captación tiene una criba, construida con rieles de fierro ubicado al inicio del canal de derivación. Al otro extremo del canal existe una compuerta metálica de 1 m por 1.45 m, que mantiene un nivel de agua respecto a la bocatoma. Actualmente se encuentra en buen estado. Dicho canal de concreto ciclópeo tiene un ancho de 1 m, una profundidad de 1.5 m y una longitud de 30 m; hasta llegar a una bocatoma por donde ingresa el agua a la cámara de reunión.

Contiguo a esta cámara se encuentran las válvulas que regulan el ingreso del agua al desarenador.



**SISTEMA ACTUAL DE AGUA POTABLE
DE LA CIUDAD DE HUARAZ**
GRAFICO 2.2.4-1

Existe una tubería antigua de 14" de diámetro, tipo Hume, de una longitud de 49 m, y que llega a una caja de válvula antes de ingresar al desarenador.

El problema actual de la captación es el represamiento de las aguas del río Auqui; para el cual se tiene que represar en épocas de estiaje con troncos y ramas.

Desarenador - Río Auqui

Consiste en una estructura de concreto armado de forma rectangular con las siguientes dimensiones :

Medidas exteriores		Medidas Interiores	
largo	18 m	largo	16.5 m
ancho	6 m	ancho	5 m
profundidad	3 m		

Se encuentra en la cota de 3,202 m.s.n.m, cercado en todo su perímetro con pared de ladrillo, teniendo una sola puerta principal de acceso, y un caseta de guardiana. El sistema de ingreso del agua es a través de una caja de válvula; el agua pasa directamente al desarenador. En el año 1976 se construyó un by-pass, prolongando sobre la caja de válvula, una pared circular de 1 mt de altura, de tal forma que cuando el

sedimentador se encuentra fuera de operación (arenado y requiera limpieza) el agua se envía directamente a la planta de tratamiento. (Ver foto N° 4).

Existen 2 cajas de reunión a la salida del desarenador, una para la antigua línea de conducción y otra para la nueva línea de conducción.

La tubería de salida del desarenador está conectada directamente con la caja de línea antigua, pero de allí se conecta a la nueva caja para transportar el agua mediante una nueva línea de conducción.

La tubería de by-pass está conectada con la caja de la línea nueva, mediante una tubería que recorre por la parte lateral del desarenador, en cuya mitad del lado derecho existe otra caja por donde también sale el agua desarenada hacia la caja de la nueva línea de conducción.

El desarenador tiene un sistema de desagüe, mediante una válvula de plato, que cierra mal, debido al arenamiento; y además está muy alto con respecto a la cota de fondo del canal de limpieza; la tubería de desagüe es de 10" de diámetro.

La estructura se encuentra en buen estado; debe mejorarse el mecanismo de limpieza, colocando correctamente una nueva válvula de plato

Línea de conducción (nueva)

La línea de conducción nueva está formado por tuberías de asbesto-cemento de 12" de diámetro, clase 105 lb/pulg² desde el desarenador (Auqui) recorriendo unos 400 mt hasta la cámara rompe presión N° 1, para luego continuar con un diámetro mayor de 14" hasta llegar a la planta de tratamiento; tiene las siguientes características

- Parte del desarenador con una tubería de 12" de diámetro recorriendo una distancia de 350 mt hasta llegar a la cámara rompe presión N° 1; 50 mt antes de llegar a la cámara rompe presión N° 1 se encuentra la válvula de purga N° 1; la profundidad promedio a lo largo de su recorrido es de 1.50 mt, y el tipo de terreno por donde pasa dicha tubería es terreno de cultivo.

La línea de conducción continúa luego con una tubería de 14" de diámetro hasta llegar a la cámara rompe presión N°2, en el km 3.996 aproximadamente; la profundidad promedio a lo largo de su recorrido es de 1.70 mt, desde el 0.50 km hasta el 3.199 km aproximadamente (cerca a la válvula de purga N° 09) recorre paralela a la carretera de Couyur a Los Pinos; en este tramo existen : 12 válvulas de purga y 11 válvulas de aire.

La línea de conducción continúa luego con una tubería de 14" de diámetro hasta llegar a la cámara de reunión N° 1 (ubicado dentro del perímetro de la planta de tratamiento), en el 4.758 km aproximadamente; la profundidad promedio es de 1.30 mt en este tramo; en este tramo existen 6 válvulas de purgas y 5 válvulas de aire.

Esta línea viene paralela a la antigua línea de conducción, teniendo una separación máxima de 300 mt. como se observa a continuación :

Longitud (km)	Separación (mt)
0.000 - 1.000	3.00 - 10.00
1.000 - 2.620	10.00 - 300.00
2.620 - 4.063	5.00 - 10.00
4.063 - 4.758	10.00 - 80.00

En total la línea de conducción desde la captación a la planta de tratamiento cuenta con 2 cámara rompe presión, 16 válvulas de aire, y 19 válvulas de purga.

El estado de conservación de la línea es buena, a excepción de 2 válvulas de aire que se encuentran en mal estado de conservación; no existe problema en el mantenimiento de la línea.

Línea de conducción (antigua)

Esta línea de conducción es de 14" de diámetro tipo Hume; une el desarenador con la planta de tratamiento.

Las dos cámaras rompe presión están ubicados cerca a la cámara rompe presión de la línea nueva.

Esta línea actualmente no funciona porque tiene rotura en diversos tramos.

Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento de agua potable de la ciudad de Huaraz está diseñada para tratar un caudal máximo de 60 l/s, y una turbiedad máxima de 2,000 ppm por ser tipo Degremont; (según eficiencia obtenida en la Atarjea de la ciudad de Lima). (Ver foto N° 5)

Fue construido en el año 1964, y está ubicado en la zona de Bellavista en la margen izquierda de la carretera que va al mirador de Rataquenua.

La planta de tratamiento es del tipo Degremont tal como se mencionó anteriormente, y consta de las siguientes unidades

- 4 decantadores o sedimentadores con capacidad de 15 l/s, cada uno, teniendo en su parte superior tube-

rías perforadas de recolección, las cuales llevan el agua sedimentada hacia los canales laterales del decantador para luego pasar a los filtros.

- 4 filtros de 15 l/s cada uno, con un sistema de lavados de flujos invertidos. El agua de lavado proviene de una cisterna ubicada en el sótano de la planta de tratamiento.
- 2 dosificadores volumétricos de coagulantes, cal y sulfato marca Wallace Tiernon (tipo tornillo sin fin), además tiene vibrador dentro de la tolva, para evitar que forme grumos.
- 1 clorinador de inyección de cloro líquido.
- 2 electrobombas para el agua de lavado (filtros)
- 1 compresora de aire.
- 2 electrobombas de vacío.
- 2 tanques hidroneumáticos.
- 1 cisterna de agua filtrada.
- 1 Laboratorio para análisis físico-químico y bacteriológicos (equipados con diversos aparatos y equipos).
- 1 medidor de caudal a la entrada, dentro y a la salida de la planta de tratamiento.

- Sub-estación transformadora eléctrica (tipo aéreo, ubicada en la parte exterior de la planta de tratamiento).
- La planta de tratamiento cuenta con todos los ambientes necesarios para su normal funcionamiento, teniendo sus estructuras en buen estado, el cual es una edificación moderna.

Equipos de la planta de tratamiento

Existen una diversidad de equipos necesarios para los diferentes procesos del tratamiento de agua los cuales daremos a continuación :

a) Electrobomba para el lavado de filtros (Nº 1)

Tipo : centrífuga, eje vertical.

Ubicación : sobre la cisterna.

Características : CEM -Cie-Electro Mecanique Moteur
Asynchrone

VJPT : 200 bs6

Nº 420764 c 51-100

Kw : 11.8 16 CH

V : 220 42 A Ech : + 75°C

V : 380 24.3 A

Cos ϕ : 0.85 60 Hz Prof : 3 mt.

1150 lt/min (19.1 lt/seg)

Isol. Cl : E

Graisage-Voir notice d'entretien
Made in France by Normance Lyon
Posee una grosera automática in-
corporada.

El elctrobomba Cem funciona normalmente, con un estado de conservación aceptable. Trabaja 2 horas durante el día.

Electrobomba para el lavado del filtros; sirve de emergencia (Nº 2).

Tipo : centrifuga, eje vertical.

Ubicación : sobre la cisterna.

Características Marca : DELCROSA S.A.
Licencia Marelli-Milán-Italy
Mot. 3 Tipo NV 132M4
Nº 106556 M 13 Hp 12
RPM : 1745 Hz : 60
V : 220/440 A : 32/16
Conex : / Aisl-F Norma 160
Industria Peruana Reg. Nº 0497

b) Electrobomba de vacío :

Son dos unidades de la misma marca y características; trabajan con el pulsator.

Marca DELCROSA S.A.

Motor 3 Tipo NV 100L6

Nº 109267 M7 (Nº 1) Hp 2.4
Nº 109267 M8 (Nº 2)
Ls : 1.0 RPM 1145 Hz : 60
V : 220/440 A 8.7/4.35
Conex : / Aisi-F Norma IEC
Transmisión : por medio de faja
Bomba : CJE Breguet - KSB
Filler Company Gatx
Nº 855 - 575 France
Tipo : Kw (vz) 150-30
Nº 401 - 981 Anne : 1964
Q 210 m³/h
H 10.5 m
n 1140 fr/min

Estos equipos funcionan normalmente.

c) Tanques hidroneumáticos

Son dos unidades de la misma marca y características;
la Nº 1 se encuentra en buen estado, se enciende cada
3 a 4 minutos; la Nº 2 se encuentra malograda.

Las características son :

Capacidad : 500 lt

Presión máxima : 10 bar

Prsión de trabajo 0.5 bar

Nº 8544 (Nº 1) Nº 8545 (Nº 2)

Fecha : 28/7/74

Funciona con un relay (automático) de arranque y parada.

Motores eléctricos

Son dos unidades que se usan con el tanque hidroneumático, ambos son de la misma marca y tienen las mismas características :

Mot : 3 Tipo NV 90 La 2

Serie : 124834 M 44 (Nº. 1) Hp 2.5

124834 M 32 (Nº 2)

RPM : 3450 Hz : 60

v : 220/440 A : 7.5/3.75 F.s. 1.0

Conex : / Aisl B Norma IEC IP 33

Estos motores han sido instalados en 1981.

d) Compresora para el lavado de filtros.

La compresora Nº 1 tiene lo siguiente

Motor eléctrico :

Se encuentra en buen estado. Trabaja simultáneamente con la electrobomba para el lavado de filtros; en la época de Diciembre a Marzo se realiza el lavado tres veces por día, y funciona 10 minutos en cada lavado de filtros.

Tiene las siguientes características :

CEM / Cie Electro Mecanique / Moteur Asyn Chrono

MJPT 160 A 4

Nº : L417187 C51-100
Kw : 8 11 Ch
V : 220 A : 30.5
V : 380 A : 17.6 Ech : \pm 75°C
Cos ϕ : .0.81 Hz : 60
1725 fr/min Isal. Cl : E

Bomba de aire

Se encuentra en buen estado.

Compaigne DES

C_DC Compteur

Surpreseur Roats

Tipo : 3 RCN6M

Nº 18280

La compresora Nº 2 tiene lo siguiente

Motor eléctrico

Se encuentra en reparación.

Marca : DELCROSA S.A.

Mot : 3 Tipo NV 132M4

Nº : 109257 M6 Hp : 12

F.s. : 1.0 RPM : 1745 Hz : 60

V : 220/440 A : 32/16

Conex : / Aisl. : E Norma IEC

Industria Peruana Reg. N° 0497

Bomba de Aire

Se encuentra en reparación

Marca : Fuller Company GATX

Transmisión : por fajas

312E : 5 MV-B

Number : A 120679

SUTORBJLT PRODUCTS

COMPTON CALIFORNIA 90224

E) Balanza de precisión

Marca : Wallace - Tiernan

Ned Pound Remaining 0-150 lbs (capacidad)

Actualmente es pocas veces utilizada.

f) Balanza Mecánica

Se encuentra en funcionamiento, se emplea para el pesado del cloro. Su capacidad es de : 0-500 kg.

g) Equipos dosificadores

Se encuentran funcionando, han sido instalados recientemente. Cada dosificador posee 3 motores eléctricos para accionar el tornillo sin fin , agitar la mezcla y el vibrador.

Características :

Marca : Penn Halt - Serial Number A - 690511
UU 25329 Wallace- Ternan 25 Main Sheet,
Belliville New Jersey 071109

Motor eléctrico del tornillo sin fin

Marca : General Electric

A-C motor 5k 36E6 529

Hp : 1/4 fr : 48

RPM : 1725 PH : 3

Class : A AMB 40%

Nº 149405

V : 220/440 SF : 1.0

A : 1.4/0.7 Hz : 60

Motor eléctrico de la paleta agitadora de mezcla

Marca : Century

Tipo : sc Part. 8-123082-01 PH : 3

Hp : 1/4 Hz : 50-60

Frame : B 58 Form : KKE

AMPS : 1.2-1.1/0.55 V : 208-220/440

1.4/0.7

RPM : 1725-1425 CODE : K

Motor eléctrico en el vibrador de la tolva de coagu-
lante :

Marca : Vibra - Flow vibrator

Modal V - 20
Volt 115 Cy 60 Amp 2.0
SER : 8 - 12477 7-73

h) Equipo pulsator

No funciona la válvula de fangos del decantador, su encendido es automático y es hidráulico.

Posee dos electroválvulas de marca y características iguales :

Nº 71462 V

REF 1209 BF

V 175 Hz : 60

i) Laboratorio

Se encuentra bien equipado, cuenta con los siguientes equipos :

Prueba de Jarras

Balanza electrónica

Estufa

Esterilizador

Potenciómetro electrónico

Horno

Microscopio y otros equipos menores

Cuenta además con los reactivos necesarios para realizar los análisis físico-químico y bacteriológico.

Línea de conducción (planta de tratamiento-cámara de reunión N° 2)

La línea de conducción está compuesta por una tubería de fierro fundido de 12" de diámetro, que sale de la planta de tratamiento con una longitud aproximada de 60 m y llega a la cámara de reunión N° 2.

La otra línea de conducción es la continuación (by-pass) del que proviene del río Auqui, de tal modo que el caudal excedente pase la cámara rompe presión, por la poca capacidad de la planta de tratamiento. La tubería es de 12" de diámetro y tiene una longitud de 120 m.

De la cámara de reunión N° 2 que a la vez funciona como repartidora de caudales, salen 2 tuberías a los reservorios El Batán y El Pedregal. Su estado es bueno.

Línea de conducción (cámara de reunión N° 2 - Reser.orio El Batán)

La línea de conducción está compuesta por una tubería de fierro fundido de 10" de diámetro, con una longitud de 738 m; y una tubería de fierro fundido de 12" de diámetro continuando hasta llegar al reservorio y tiene una longitud de 152 m. Su estado es bueno.

La línea de conducción (cámara de reunión N° 2 reservorio El Pedregal)

La línea de conducción está compuesta por una tubería de asbesto-cemento de 6" de diámetro, con una longitud de 200 m. Su estado es bueno.

El sistema tiene los siguientes reservorios

Reservorio (El Batán) (Ver foto N° 7)

Es un reservorio de cabecera (apoyado) con una capacidad de 1,200 m³, su estructura es de concreto armado de forma circular sus dimensiones son :

Diámetro (interior)	16.5 m
Altura (total)	6.0 m
Cota de fondo	3074 m.s.n.m

Presta servicio a la mayor parte de la ciudad de Huaraz, tiene mayor influencia en la zona alta.

Reservorio (El Pedregal) (Ver foto N° 6)

Es un reservorio de cabecera (apoyado) con una capacidad de 250 m³, su estructura es de concreto armado de forma circular, sus dimensiones son

Diámetro (interior)	10.5 m
Altura (total)	2.8 m
Cota de fondo	3127 m.s.n.m

Este reservorio abastece a la zona El Pedregal y Villón, incluyendo el Hospital Regional.

El sistema tiene las siguiente línea de aducción

Línea de aducción (el Batán)

Esta línea de aducción es una tubería de asbesto-cemento de 14" de diámetro con una longitud de 700 m. Su estado es buena.

Línea de aducción (El Pedregal)

Esta línea de aducción es una tubería de asbesto-cemento de 6" de diámetro con una longitud de 130 m. Su estado de conservación es buena.

B) Los elementos de abastecimiento del río Paria

Captación - Río Paria (Ver foto N° 8)

Consiste en una estructura de concreto ciclópeo con muros de 10.0 de largo, en ambos lados del cauce.

La captación se encuentra en la margen izquierda del

río Paria, existiendo un canal de derivación de 0.70 m de ancho, 6.00 m de largo y de 1.00 m de profundidad. Al inicio del canal existe una criba de concreto ciclópeo de 3.00 m de ancho, con separaciones cada 0.10 m.

La bocatoma es de forma rectangular y se encuentra al final del canal, teniendo las siguientes dimensiones: largo 0.40 m, ancho 0.20 m, por donde ingresa el agua captada y va hacia una cámara de reunión de las siguientes dimensiones : largo de 2.0 m, ancho de 1.7 m, y profundidad de 1.80 m, además tiene una caja de inspección de 0.60 x 0.60 m. De dicha cámara sale una línea de conducción hacia el desarenador ubicado a una distancia de 40 m de la captación.

En la bocatoma existe una compuerta metálica que regula el ingreso del agua hacia la cámara o cierra la bocatoma cuando se requiere hacer limpieza.

Además existe otra compuerta metálica al extremo del canal que mantiene un nivel de agua respecto a la bocatoma, haciendo que el excedente reingrese al río.

Desarenador - Río Paria (Ver foto N° 9)

Consiste en una estructura de albañilería de forma rectangular con las siguientes características

Largo de 7 m, ancho 1.25 m, y altura de agua de 0.7 m.

El agua cruda proveniente de la captación sólo tiene el proceso del desarenamiento, el cual ingresa directamente a la red de distribución.

Existen 2 tuberías de salida cuyos diámetros son los siguientes uno de 6" de diámetro, es la tubería antigua y otra de 12" de diámetro nuevo ubicado en la parte superior del desarenador.

Cerca al desarenador estan instalados 2 tanques de albañilería con solución de cloro, que se aplica al agua por el método del goteo.

C) Redes de Distribución

Las redes de distribución de la ciudad de Huaraz está formado por tuberías de asbesto-cemento, cuyos diámetros varían entre 3" y 14"; con una longitud total de 62,700 m lineales de tuberías aproximadamente.

Las redes existentes se encuentran repartidas de la siguiente manera

Diámetro (pulg)	Longitud (m)	Material
3"	9,200	asbesto-cemento
4"	36,360	asbesto-cemento
6"	10,415	asbesto-cemento
8"	4,065	asbesto-cemento
10"	1,200	asbesto-cemento
12"	830	asbesto-cemento
14"	630	asbesto-cemento
Total	62,700	

D) Conexiones domiciliarias

Existen un total de 7,852 conexiones a Diciembre de 1988 de los cuales el 83% tienen medidores.

Las conexiones son de tuberías de PVC con diámetros que varían de 1/2" a 4", con una longitud promedio de 6 m.

En las zonas donde no existen redes matrices cerca se han realizado conexiones con longitudes largas, incrementándose así los costos para los nuevos usuarios.

Cuadro de conexiones según diámetro (facturados)

Diámetros (pulg)	Número	%
1/2"	7,163	95.50
5/8"	152	2.02
3/4"	110	1.47
1"	60	0.80
1 1/2"	2	0.03
4"	1	0.01
Total	7,502	100.00

Medidores

Las conexiones domiciliarias con medidor suman un total que representa el 83% del total de conexiones.

Existen un 30 % de medidores malogrados por falta de mantenimiento; carecen de repuestos, y personal especializado.

2.2.5 PRODUCCION Y DEMANDA EN VOLUMEN DE AGUA Y EN NUMERO DE SERVICIOS.- CRECIMIENTO DE LOS SERVICIOS EN LOS ULTIMOS 3 AÑOS.- AGUA NO CONTABILIZADA.

Producción

Para determinar la producción de agua se obtiene las

partes mensuales de la planta de tratamiento de los últimos tres años.

En el Cuadro N° 2.2.5 - 1 se ve la producción de agua suministrada en m³ a la ciudad de Huaraz.

Demanda :

La demanda de agua en volumen, de la ciudad de Huaraz, se obtuvo en base a los cuadros de consumo de agua contabilizado, proporcionado por la oficina de recaudación de la Administración de los servicios de agua potable.

El cuadro que se presenta a continuación nos indica los porcentajes anuales en volúmenes consumidos por categoría :

% de Volúmenes de agua consumida por categorías

Año	D	C	J	Total
1985	70	27.7	2.3	100
1986	69.5	28.2	2.3	100
1987	63.2	34.1	2.7	100
1988	64.2	33.1	2.7	100

El crecimiento de los servicios; el incremento de agua

Cuadro Nº 2.2.5 - 1

Producción de agua suministrada en m³ a la ciudad de Huaraz. (planta de tratamiento)

Año/Mes	1986	1987	1988
Enero	340,442	332,841	442,338
Febrero	303,808	301,836	427,206
Marzo	341,304	328,495	467,739
Abril	320,759	367,259	459,448
Mayo	337,622	365,893	462,316
Junio	322,552	368,478	449,171
Julio	295,663	369,391	456,582
Agosto	328,435	350,951	458,050
Setiembre	339,910	314,496	449,887
Octubre	337,526	364,345	466,783
Noviembre	330,578	392,868	456,800
Diciembre	325,553	430,290	470,642
Fuente			
Auqui	2'819,032 90.6 l/s 71.8 %	2'903,161 93.3 l/s 69.7 %	3'919,104 126 l/s 71.8 %
Paria	1'105,120 35.5 l/s 28.2 %	1'262,040 40.6 l/s 30.3 %	1'543,858 49.6 l/s 28.2 %
Total	3'924,152 126.2 l/s 100 %	4'165,201 133.9 l/s 100 %	5'462,962 175.6 l/s 100 %

no contabilizado; el aumento de la demanda; y las proyecciones de las conexiones de agua potable en los tres últimos años, se darán con más detalle en los siguientes cuadros

Cuadro Nº 2.2.5 - 2 Número de conexiones domiciliarias de agua potable de la ciudad de Huaraz. Facturados.

Cuadro Nº 2.2.5 - 3 Número de conexiones domiciliarias de agua potable facturados, por categorías y años, de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 4 Población servida y porcentajes.

Cuadro Nº 2.2.5 - 5 Producción de agua potable.

Cuadro Nº 2.2.5 - 6 Consumo de agua contabilizado en m³/mes por categorías. Facturados.

Cuadro Nº 2.2.5 - 7 Consumo promedio anual facturado, de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 8 Consumo promedio anual doméstico, de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 9 Consumo promedio anual comercial, de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 10 Consumo promedio anual industrial de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 11 Agua no contabilizado de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 12 Dotación (1/hab/día) de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 2.2.5 - 2

Número de conexiones domiciliarias de agua potable de la ciudad de Huaraz. Facturados.

Mes/Año	1986	1987	1988
Enero	6,615	7,005	7,363
Febrero	6,610	7,100	7,394
Marzo	6,610	7,100	7,394
Abril	6,694	7,097	7,403
Mayo	6,721	7,137	7,442
Junio	6,758	7,168	7,429
Julio	6,860	7,248	7,489
Agosto	6,850	7,238	7,434
Setiembre	6,884	7,307	7,465
Octubre	6,971	7,337	7,481
Noviembre	6,992	7,367	7,485
Diciembre	6,983	7,402	7,502

Cuadro 2.2.5 - 3

Cuadro de conexiones domiciliarias de agua potable facturados

Por categorías y años de la ciudad de Huaraz

Año	1986				1987				1988			
	Mes/conex.	D	C	I	Total	D	C	I	Total	D	C	I
Enero	5,606	971	38	6,615	5,699	1,255	51	7,005	6,049	1,252	62	7,363
Febrero	5,601	970	39	6,610	5,772	1,281	47	7,100	6,041	1,294	59	7,394
Marzo	5,634	967	43	6,644	5,765	1,263	45	7,073	6,053	1,297	49	7,399
Abril	5,720	937	37	6,694	5,778	1,276	43	7,097	6,065	1,291	47	7,403
Mayo	5,756	933	32	6,721	5,810	1,279	48	7,137	6,090	1,297	55	7,442
Junio	5,776	942	40	6,758	5,845	1,276	47	7,168	6,100	1,276	53	7,429
Julio	5,525	1,274	61	6,860	5,905	1,281	62	7,248	6,100	1,276	53	7,429
Agosto	5,519	1,273	58	6,850	5,894	1,282	62	7,238	6,125	1,247	62	7,434
Septiembre	5,554	1,277	53	6,884	5,954	1,297	56	7,307	6,131	1,277	57	7,465
Octubre	5,642	1,274	55	6,971	5,993	1,298	46	7,337	6,152	1,276	53	7,481
Noviembre	5,682	1,257	53	6,992	6,033	1,282	52	7,367	6,174	1,270	41	7,485
Diciembre	5,686	1,244	53	6,983	6,075	1,277	50	7,402	6,205	1,259	38	7,502
Promedio	5,686	1,110	47	6,799	5,877	1,279	51	7,207	6,107	1,276	52	7,435
%	82.9	16.3	0.8	100	81.5	17.8	0.7	100	82.1	17.2	0.7	100

Nota : D - Doméstico
C - Comercial
I - Industrial

Cuadro Nº 2.2.5 - 4

Población servida : Número de habitantes y porcentajes de la ciudad de Huaraz

Año	Total de conexiones	Conexiones		Población Total Hab.	Población Servida	
		Nº	%		Hab.	%
1,986	7,311	6,983	95.5	51,916	36,555	70.4
1,987	7,608	7,402	97.3	53,430	38,040	71.2
1,988	7,852	7,502	95.5	54,996	38,760	71.4

Nota : Todas las conexiones están al mes de Diciembre.

Densidad : 5 hab/conex.

Cuadro Nº 2.2.5 - 5

Producción de agua

Ubicación	Producción de agua en miles de m ³ /año		
	1,986	1,987	1,988
Planta de tratamiento y excedente (by-pass)	2'819,032 90.6 l/s 71.8 %	2'903,161 93.3 l/s 69.7 %	3'919,104 126 l/s 71.8 %
Captación del río Paria	1'105,120 35.5 l/s 28.2 %	1'262,040 40.6 l/s 30.3 %	1'543,858 49.6 l/s 28.2 %
Total	3'924,152 126.21 l/s 100 %	4'165,201 133.9 l/s 100 %	5'462,962 175.6 l/s 100%

Cuadro 2.2.5 - 6

Consumo de agua contabilizada en m³/mes por categoría. Facturadas de la ciudad de Huaraz

Año Mes/conex.	1986				1987				1988			
	D	C	I	Total	D	C	I	Total	D	C	I	Total
Enero	119,678	46,390	3,972	170,040	119,678	46,390	3,972	170,040	131,604	66,988	6,692	205,284
Febrero	119,203	45,900	4,032	169,215	119,283	45,900	4,032	169,215	131,604	66,988	6,692	205,284
Marzo	120,615	45,820	4,272	170,707	117,831	50,030	3,540	170,801	131,364	68,445	5,279	205,088
Abril	5,27985	42,885	2,978	167,148	121,304	96,281	4,480	222,065	133,258	68,271	4,713	206,242
Mayo	120,745	42,720	2,699	166,164	130,217	72,508	6,019	208,744	135,123	69,318	5,205	209,547
Junio	119,207	43,778	2,994	165,974	127,690	71,173	5,070	203,933	129,706	67,659	5,280	202,645
Julio	121,753	55,524	4,875	182,152	128,312	75,521	5,065	208,898	129,706	67,659	5,280	202,645
Agosto	122,671	55,124	4,550	182,241	123,000	68,222	6,881	198,103	131,189	76,098	5,804	213,091
Setiembre	121,203	54,264	4,109	179,576	123,417	67,554	6,049	197,020	133,595	66,523	5,965	206,083
Octubre	122,671	50,668	4,267	177,606	123,817	66,744	6,229	197,790	138,407	69,638	5,450	213,495
Noviembre	127,355	54,959	5,008	187,322	124,325	67,840	6,386	198,551	132,056	68,529	6,722	207,307
Diciembre	123,958	55,443	4,884	184,285	119,018	68,201	6,240	193,459	130,179	61,679	4,042	195,900
Total	1'460,319	593,476	48,640	2'102,435	1'477,292	797,364	63,963	2'338,619	1'587,791	817,795	67,124	2'472,710
Promedio (m ³ /mes)	121,693	49,456	4,054	175,203	123,108	66,447	5,330	194,885	132,316	68,150	5,594	206,059
Porcentaje (%)	69.5	28.2	2.3	100	63.2	34.1	2.7	100	64.2	33.1	2.7	100
m ³ /mes /conex	21.57	44.55	86.26	25.77	20.94	51.95	104.5	27.04	21.70	53.40	107.6	21.71

Nota : Densidad 5 hab/conex
D. - Doméstico
C. - Comercial
I. - Industrial

Cuadro Nº 2.2.5 - 7

Consumo promedio anual facturado de la ciudad de Huaraz

Año	Consumo	Conexiones	Consumo promedio anual	
	Facturado	Facturados	Consumo	Dotación
1,986	1'102,435	6,799	25.77	172
1,987	2'338,619	7,207	27.04	180
1,988	2'472,710	7,455	27.71	185

Cuadro Nº 2.2.5 - 8

Consumo promedio anual Doméstico de la ciudad de Huaraz

Año	Consumo	Conexiones	Consumo promedio anual	
	Facturado m/año	Facturados (promedio)	Consumo	Dotación
1,986	1'460,319	5,642	21.60	144
1,987	1'477,292	5,877	20.90	139
1,988	1'587,791	6,107	21.70	145

Cuadro Nº 2.2.5 - 9

Consumo promedio anual Comercial de la ciudad de Huaraz

Año	Consumo	Conexiones	Consumo promedio anual	
	Facturado m/año	Facturados (promedio)	Consumo	Dotación
1,986	593,476	1,110	44.55	297
1,987	797,364	1,279	51.90	346
1,988	817,795	1,276	53.40	356

Cuadro Nº 2.2.5 - 10

Consumo promedio anual industrial de la ciudad de Huaraz

Año	Consumo	Conexiones	Consumo promedio anual	
	Facturado m/año	Facturados (promedio)	Consumo	Dotación
1,986	48,640	47	86.2	575
1,987	63,963	51	104.5	697
1,988	67,124	52	107.6	717

Cuadro Nº 2.2.5 - 11

Agua no contabilizado de la ciudad de Huaraz

	Producción m ³ /año	Consumo facturado m ³ /año	Agua no contabilizado	
			m ³ /año	%
1,986	3'924,152	2'012,435	1'911,717	48.7
1,987	4'924,152	2'338,619	1'826,582	43.6
1,988	5'165,201	2'472,710	2'990,252	54.7

Cuadro Nº 2.2.5 - 12

Dotación (1/hab/día de la ciudad de Huaraz (A)

Año	Agua no Contabilizado m ³ /año	Promedio		Doméstico	
		Consumo	Dotación	Consumo	Dotación
1,986	1'911,718	25.77	172	21.6	144
1,987	1'826,582	27.04	180	20.9	139
1,988	2'990,252	27.71	185	21.7	145

Cuadro Nº 2.2.5 - 12

Dotación (1/hab/día) de la ciudad de Huaraz. (B)

Año	Comercial		Industrial	
	Consumo	Dotación	Consumo	Dotación
1,986	44.60	297	86.20	575
1,987	51.90	346	104.50	697
1,988	53.40	356	107.60	717

Nota : El número de conexiones es en todos los años hasta el mes de Diciembre.
Consumo : m³/mes/conexión
Dotación : l/hab/día.
(considerando un promedio de 5 hab/conexión).

2.2.6 DESCRIPCION GENERAL : SISTEMA ACTUAL DE TARIFAS, TASAS, DERECHOS DE CONEXION, ETC.

El sistema tarifario de la ciudad de Huaraz está normado por el Ministerio de Vivienda y Construcción por la dirección de CORTAPA, esta oficina realiza reajustes periódicos de todas las tarifas a nivel nacional, las resoluciones son publicadas en el diario oficial el Peruano.

A continuación en el Cuadro Nº 2.2.6 - 1 nos muestra la última Resolución Directorial Nº 002-89-VC-5000, publicada en la ciudad de Lima en el Mes de Febrero de 1989.

Cuadro Nº 2.2.6 - 1

Tabla de coeficientes para el mes de Febrero
de 1989 - CORTAPA
Resolución Nº 002-89-VC-5000

Hasta el límite I/.			Sobre el límite I/.		
D-20	1/2"	52,2	D-20	1/2"	104,4
D-15	1/2"	44,2	D-15	1/2"	88,3
C-50	1/2"	92,4	C-50	1/2"	138,5
C-30	1/2"	76,3	C-30	1/2"	114,4
I-100	1/2"	132,5	I-100	1/2"	200,8
I-60	1/2"	118,5	I-60	1/2"	178,7

A consecuencias de la crisis económica que vive el país estas tarifas se han venido incrementándose periódicamente.

2.2.7 FACTURACION Y RECAUDACION EN LOS ULTIMOS 3 AÑOS.

De acuerdo a la información proporcionada por la Administración del sistema de agua potable y alcantarillado se han elaborado los siguientes cuadros :

Cuadro Nº 2.2.7 - 1 Facturación y Recaudación por pensiones de agua y desague del año 1,986.

Cuadro Nº 2.2.7 - 2 Facturación y Recaudación por pensiones de agua y desague del año 1,987

Cuadro Nº 2.2.7 - 3 Facturación y Recaudación por pensiones de agua y desague del año 1,988.

2.3 DEMANDA Y NECESIDADES ACTUALES Y FUTURAS

2.3.1 OFERTA Y DEMANDA ACTUAL DE AGUA POTABLE.

2.3.1.1 Población Servida

El cuadro Nº 2.3.1.1 - 1 muestra la cobertura del servicio por conexiones domiciliarias.

Cuadro 2.2.7 - 1

Facturación y Recaudación por pensiones de Agua Potable y Alcantarillado (I/.)

Año 1986

Meses	Doméstico		Comercial		Industrial		Total Fact.		Total Recaud.		Total Saldo	
	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.		Rec.		Rec.	
Enero	5,606	87,589	971	83,038	38	9,530	6,615	180,158	3,237	72,421	3,378	107,737
Febrero	5,601	96,696	970	87,937	39	10,419	6,610	195,055	3,013	74,958	3,597	120,096
Marzo	5,634	84,907	967	81,859	43	11,327	6,644	178,095	3,670	83,802	2,974	94,292
Abril	5,720	103,552	937	79,641	37	10,977	6,694	194,173	2,877	73,802	3,817	121,050
Mayo	5,756	113,552	933	88,754	32	10,772	6,721	212,810	3,542	108,366	3,179	104,444
Junio	5,776	107,023	942	92,758	40	11,215	6,758	210,997	3,656	99,153	3,102	111,843
Julio	5,525	148,446	1,274	142,797	61	19,609	6,860	310,856	3,657	143,981	3,203	166,924
Agosto	5,519	127,294	1,273	116,230	58	18,141	6,850	261,668	3,722	136,092	3,128	125,576
Setiembre	5,554	125,556	1,277	122,520	53	18,545	6,884	266,324	3,906	136,345	2,978	129,978
Octubre	5,642	153,152	1,274	194,083	55	28,930	6,971	376,168	3,370	154,553	3,601	221,615
Noviembre	6,682	154,218	1,257	156,504	53	23,476	6,992	334,201	2,938	122,645	4,054	211,556
Diciembre	6,686	144,936	1,224	160,833	53	23,829	6,983	329,547	4,393	187,715	2,590	141,832
Total Facturado			Total Recaudado			%		Total Saldo		%		
3'050,052			1'393,104			45.7		1'656,948		54.3		

Nota Rec. - Recibos
 Fact. - Facturados
 Recaud. - Recaudados

Cuadro 2.2.7 - 2

Facturación y Recaudación por pensiones de Agua Potable y Alcantarillado (I.%)

Año 1987

Meses	Doméstico		Comercial		Industrial		Total Fact.	Total Recaud.		Total Saldo		
	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.	Rec.	Rec.			
Enero	5,699	139,024	1,255	154,830	51	19,092	7,005	312,951	3,794	154,737	3,211	158,213
Febrero	5,772	144,107	1,281	165,447	47	22,316	7,100	331,872	4,626	188,462	2,274	143,410
Marzo	5,765	142,409	1,263	163,810	45	19,880	7,073	326,102	5,436	222,751	1,637	103,351
Abril	5,778	140,790	1,276	158,520	43	17,813	7,097	317,126	4,854	201,232	2,243	115,893
Mayo	5,810	281,115	1,279	241,161	48	34,027	7,137	612,478	4,365	337,255	2,772	275,222
Junio	5,845	279,188	1,276	246,680	47	22,265	7,168	548,134	4,329	308,923	2,839	239,211
Julio	5,905	311,022	1,281	269,370	62	37,264	7,248	617,658	4,905	441,963	2,343	255,547
Agosto	5,894	488,769	1,282	272,624	62	39,887	7,238	616,622	3,378	260,894	3,860	355,728
Septiembre	5,954	291,884	1,297	248,921	56	31,715	7,307	572,585	5,172	371,517	2,135	201,967
Octubre	5,993	382,848	1,298	363,644	56	36,385	7,337	782,877	4,455	475,360	2,882	307,517
Noviembre	6,033	380,188	1,282	301,047	52	39,455	7,367	720,690	3,738	414,954	3,629	508,843
Diciembre	6,075	488,968	1,277	388,249	50	47,187	7,402	924,407	4,694	660,049	2,708	583,206
Total Facturado			Total Recaudado			%		Total Saldo		%		
6'683,502			4'038,097			60.4		2'645,405		39.6		

Nota Rec. - Recibos
 Fact. - Facturados
 Recaud. - Recaudados

Cuadro 2.2.7 - 3

Facturación y Recaudación por pensiones de Agua Potable y Alcantarillado (I/.)

Año 1988

Meses	Doméstico		Comercial		Industrial		Total Fact.		Total Recaud.		Total Saldo	
	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.	Fact.	Rec.		Rec.		Rec.	
Enero	6,049	475,182	1,252	426,873	62	64,848	7,363	967,548	4,117	491,808	3,246	475,739
Febrero	6,041	470,616	1,294	423,765	59	48,416	7,394	942,798	4,392	540,799	3,002	402,018
Marzo	6,053	461,337	1,297	430,252	49	41,452	7,399	933,044	4,587	528,842	2,862	404,201
Abril	6,065	609,006	1,291	567,488	47	52,868	7,403	1'229,364	4,759	1'089,616	2,644	700,558
Mayo	6,090	623,388	1,297	566,268	55	58,464	7,442	1'282,122	3,776	578,174	3,666	669,948
Junio	6,100	578,671	1,276	577,495	53	59,176	7,429	1'195,343	5,103	778,887	2,326	416,456
Julio	6,100	578,671	1,276	557,495	53	59,176	7,429	1'195,343	5,103	778,887	2,326	416,456
Agosto	6,125	700,428	1,247	719,422	62	77,776	7,434	1'497,669	5,424	1'876,991	2,010	711,527
Setiembre	6,131	913,539	1,277	514,943	57	96,662	7,465	1'825,148	5,602	1'339,713	1,863	465,433
Octubre	6,152	2'516,880	1,276	2'156,310	53	224,184	7,481	4'897,377	5,347	4'454,089	2,134	2'148,482
Noviembre	6,174	2'288,648	1,270	2'084,057	41	186,071	7,485	4'558,777	5,354	4'400,029	2,131	1'835,544
Diciembre	6,205	4'521,820	1,259	4'050,968	38	327,944	7,502	8'900,735	6,136	6'975,839	1,363	1'924,895
Total Facturado			Total Recaudado			%		Total Saldo		%		
29'391,268			23'833,654			81.1		5'557,614		18.9		

Nota Rec. - Recibos
 Fact. - Facturados
 Recaud. - Recaudados

Cuadro Nº 2.3.1.1 -

Cobertura del servicio por conexiones domiciliarias.

Año	Población Urbana Total (hab)	Conexiones domiciliarias			Otros Medios	
		Población Servida		%	Pob. no Ser.	
		Nº	(hab)			(hab)
1988	54,996	7,852	38,760	71.4	16,236	28.6

Como se puede observar, la mayoría de la población es servida por conexiones domiciliarias.

La población servida se ha obtenido considerando una densidad de 5 habitantes por conexión. (Fuente el INE).

El resto de la población no tiene servicios directo del sistema, como veremos en los siguientes casos :

- Familias que se abastecen por pozos que se estima en un 0.5%

Familias que se abastecen por conexiones clandestinas que se estiman en un 20 %.

Familias que se abastecen indirectamente de conexiones vecinas, se estiman en un 0.2 %.

Familias que se abastecen parcialmente por pequeños manantiales, 1 %.

2.3.1.2 Producción de las Fuentes de Abastecimiento

Las fuentes de abastecimientos de agua para la ciudad de Huaraz son los ríos Auqui y Paria. El Cuadro N° 2.3.1.2 - 1 muestra la producción promedio de las fuentes, tomando como base el año 1,988. Datos proporcionados por la Administración ¹

Cuadro N° 2.3.1.2 - 1

Producción promedio de las fuentes de abastecimiento de la ciudad de Huaraz.

Año	Río Auqui	Río Paria	Total	Volumen		
	l/s	%	l/s	%	l/s	m ³
1988	126.0	71.8	49.64	28.2	175.64	5'462,962

2.3.1.3 Producción Total y Neta del Sistema

En el Cuadro N° 2.3.1.3 se muestra la producción total y neta del sistema de producción de agua de la ciudad de Huaraz; se puede indicar que existe un 1.9 % de pérdidas las que corresponde al agua que se utiliza en el lavado de los filtros de la planta de tratamiento.

Cuadro N° 2.3.1.3 - 1

Producción total y neta del sistema de producción de agua de la ciudad de Huaraz (río Auqui)

Año	Producción Total			Producción Neta		
	l/s	m ³ /año	%	l/s	m ³ /año	%
1988	126.0	3'919,104	100	123.6	3'844,454	98.1

2.3.1.4 Demanda Per-Cápita

El Cuadro N° 2.3.1.4 - 1 nos muestra el consumo promedio anual facturado por sector; tomando como referencia al año 1,986 hasta la actualidad, el consumo ha crecido por las siguientes razones :

- 1) Existen conexiones domiciliarias sin medidor a las que se le factura el mínimo produciéndose una facturación por defecto. El Cuadro N° 2.3.1.4 - 2 muestra la cantidad de conexiones sin medidor y con medidor (facturadas) acumulada durante el año.
- 2) Existen medidores malogrados aproximadamente el 30 % (información proporcionada por la Administración).

Cuadro 2.3.1.4 - 1

Demanda Per-cápita de los siguientes sectores de consumo : Doméstico, Comercial, Industrial y Total Facturado

Consumo promedio anual facturado por sector															
Año	Doméstico					Comercial					Industrial				
	N.C.	V/m ³	%	m ³ /M/C	1/h/d	N.C.	V/m ³	%	m ³ /M/C	1/h/d	N.C.	V/m ³	%	m ³ /M/C	1/h/d
1986	67,701	1'460,319	69.5	21.57	144	13,319	593,476	28.2	44.55	304	562	48,640	2.31	86.55	577
	89.98%					16.33%					0.69%				
1987	70,523	1'477,292	63.2	20.94	140	15,347	797,364	34.1	51.96	346	609	63,964	2.70	105.03	700
	81.54%					17.75%					0.71%				
1988	73,285	1'587,791	64.2	21.70	145	15,312	817,795	33.1	53.40	359	629	67,124	2.70	107.60	725
	82.14%					17.16%					0.70%				

Total Facturado Anual

Año	N.C.	V/m ³	m ³ /M/C	1/h/d
1986	81,582	2'102,435	25.77	172
	100%			
1987	86,479	2'338,619	27.04	180
	100%			
1988	89,226	2'472,710	27.71	185

Nota N.C. Número de conexiones
V/m³ Volumen por metros cúbicos
m³/M/C m³/Mes/conexiones
1/h/d 1t/hab/día

Cuadro 2.3.1.4 - 2

La cantidad de conexiones con y sin medidor

Año	Doméstico				Comercial				Industrial			
	D - 15		D - 20		C - 50		C - 30		I - 100		I - 60	
	Con Med.	Sin Med.	Con Med.	Sin Med.	Con Med.	Sin Med.	Con Med.	Sin Med.	Con Med.	Sin Med.	Con Med.	Sin Med.
1986	41	46	5172	427	465	136	547	96	21	-	32	-
1987	21	6	5090	568	447	133	579	102	15	3	30	1
1988	23	6	5468	730	417	127	591	99	5	5	26	2

Nota: Med. - Medidores

El consumo de estas conexiones es facturada sacando un promedio del consumo de los últimos meses cuando el medidor se encontraba en buenas condiciones. Esto trae como consecuencia que el usuario aumente su consumo y que se le facture un menor volumen.

- 3) La administración de la ciudad de Huaraz no cuenta con un Banco de Prueba de medidores además no hacen análisis de consumo; utilizando medidores volantes.
- 4) El 60 % de los medidores instalados están defectuosos, estimándose un error de 20 % por defecto en la lectura.

Por lo expuesto, los consumos que son facturados tienen errores en la facturación del orden del 30%.

En el estudio de campo que se realizó, se efectuó un análisis de consumo de la siguiente manera

- a) Se escogió una muestra representativa de los tres tipos de consumidores, que nos serviría para la encuesta socio-económica y el estudio de consumo; de acuerdo al tipo de conexión se tiene lo siguiente : doméstica (100), comercial (18), e industrial (10).
- b) La muestra fue seleccionada entre las conexiones que tenían medidores nuevos.

- c) Se ha contabilizado el consumo mensual de cada conexión.
- d) De los resultados de las mediciones se obtuvieron los siguientes promedios :

Tipo de Conexión	Consumo mt ³ /conex-mes
Doméstico	24.0
Comercial	44.0
Industrial	165.0

En el Cuadro Nº 2.3.1.4 - 3 nos muestra la demanda per-cápita por sector de consumo, según el estudio de campo.

Cuadro Nº 2.3.1.4 - 3
Demanda per-cápita por sector de consumo

Población Total (hab)	Población Servida (hab)	Demanda			
		Doméstico l/hab/día	Comercial l/hab/día	Industrial l/hab/día	Pub. l/s
56,614	40,196	160	29.63	8.05	4.8

La demanda per-cápita de los sectores comerciales e industriales están referidos a la población total.

El consumo público está referido al gasto que tienen en promedio las piletas ornamentales y riego de jardines.

El cuadro 2.3.1.4 - 4 nos muestra el consumo neto.

Cuadro Nº 2.3.1.4 - 4

Consumo neto (Huaraz)

Tipo de Conexiones	Consumo l/hab/día	Población		Consumo Total l/s
		Habitantes	Conexión	
Conexiones Domésticas	160.0	33,505	6,701	62.0
Conexiones Comerciales	29.63	56,614	1,284	19.4
Conexiones Industriales	8.05	56,614	54	5.2
Público				4.8
Conexiones Clandestinas	192	11,322	2,264	25.1
Fugas en la red y desperdicios				7.1
Consumo Neto				123.6

Existe un 20 % de los habitantes que se abastecen por conexiones clandestinas, cuyo consumo se estima en un 20 % más de los que tienen conexiones, ya que los usuarios al no pagar por su consumo desperdician el agua.

En cuanto a fugas en las redes de distribución se ha evaluado en forma aproximada; y de acuerdo a las captaciones; en las zonas que son abastecidas por el río Auqui se encontró un gasto de 7.1 l/s de fuga de la red; y en las zonas que son abastecidas por el río Paria se encontró un gasto de 26.0 l/s de fuga de la red; en total se obtiene un gasto de 33.1 l/s de fuga de las redes de distribución.

Luego el consumo promedio ponderado será

$$\begin{aligned} \text{Consumo promedio ponderado} &= \frac{123.6 \times 86,400}{10,303 \times 5} \\ &= 207.3 \text{ l/hab/día} \end{aligned}$$

Cálculo de la dotación per-cápita :

La dotación de agua para la ciudad de Huaraz se obtiene del análisis de consumo, considerando el promedio ponderado del consumo de cada sector más pérdidas y desperdicios que es un 20 %, porcentaje aceptable en un sistema de buen funcionamiento. A continuación mostramos los cálculos de la dotación :

CD = Consumo Doméstico m³/mes/conexión

CC = Consumo Comercial m³/mes/conexión

CJ = Consumo Industrial m³/mes/conexión

NCD = Número de Conexiones domésticas

NCC = Número de conexiones comerciales

NCI = Número de conexiones industriales

NCT = Número de conexiones totales

$$\text{Dotación} = \frac{(\text{NCD} \times \text{CD} + \text{NCC} \times \text{CC} + \text{NCI} \times \text{CI})}{\text{NCT}} \times 1.20$$

$$\text{Dotación} = \frac{(6,701 \times 24 + 1,284 \times 44 + 54 \times 165)}{8,039} \times 1.20$$

= 28.1 x 1.20 = 224.8 l/hab/día se aproximará a una dotación de 225 l/hab/día para todos los cálculos posteriores.

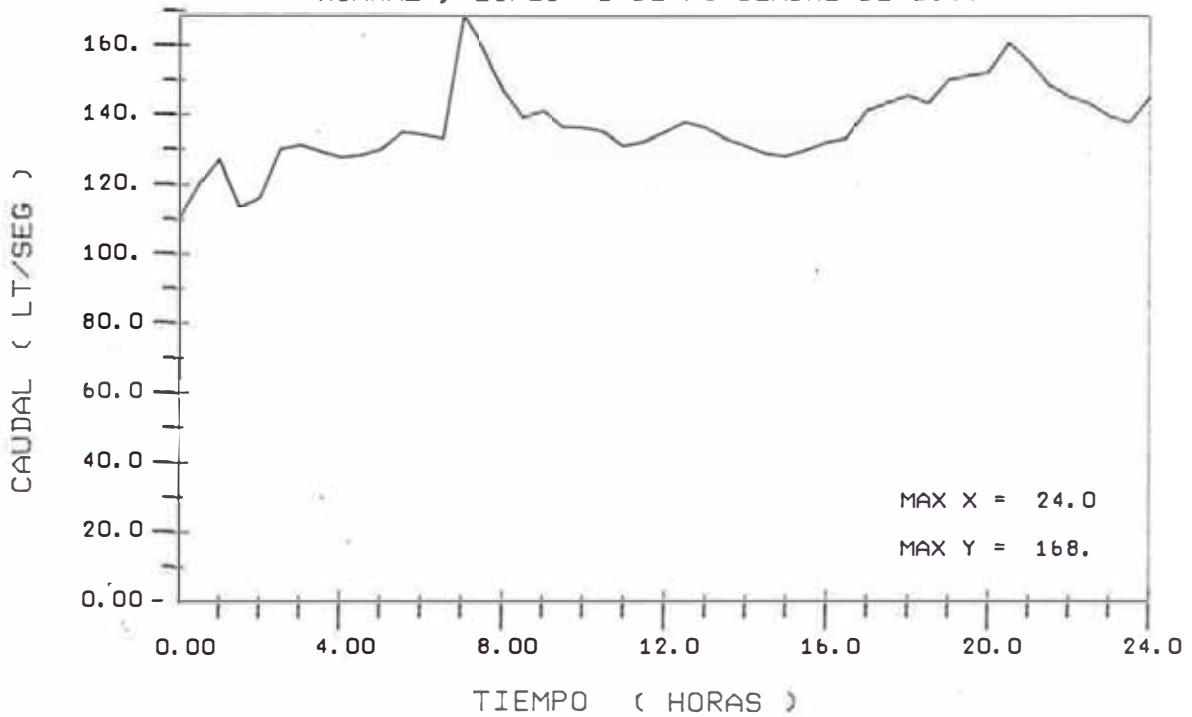
2.3.1.5 Demanda Máxima Diaria

En la ciudad de Huaraz no contamos con records de mediciones de variaciones horarias de consumo, por lo tanto se realizó un estudio de campo con las variaciones de los niveles de agua del reservorio el Batán, y el aporte de la línea de aducción que parte del reservorio el Pedregal.

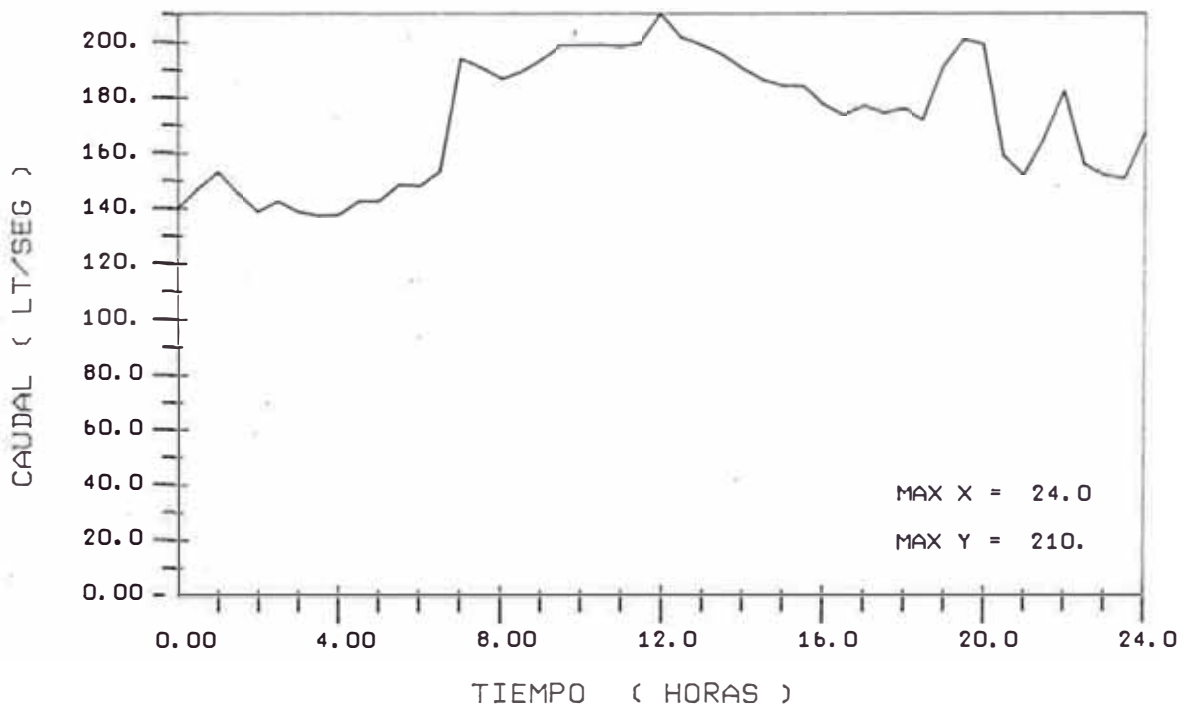
Se han efectuado durante dos días las mediciones y los valores obtenidos se muestran en el gráfico correspondiente; en el gráfico N° 2.3.1.5 - 1 se aprecia que

Gráfico 2.3.1.5-1

MEDICION : RESERVORIO "EL BATAN"
CURVA DE VARIACIONES HORARIAS PARA UN DIA TIPICO
HUARAZ , LUNES 1 DE NOVIEMBRE DE 1988



MEDICION : RESERVORIO "EL BATAN"
CURVA DE VARIACIONES HORARIAS DEL DIA DE MAXIMO CONSUMO
HUARAZ , MARTES 02 DE NOVIEMBRE DE 1988



estas variaciones son anormales; esto se debe a las deficiencias del servicio en ciertas zonas, como los Olivos, Nicrupampa Alta, Shancayan, cuyos pobladores generalmente guardan agua de reserva por las noches para abastecerse durante las horas de máximo consumo, horas donde carecen del líquido elemento.

En el Cuadro Nº 2.3.1.5 - 2 se muestra los valores obtenidos de las mediciones efectuadas, especialmente de los días previos al 2 de Noviembre.

En el gráfico Nº 2.3.1.5 - 3 se muestra el día de máximo consumo, que coincidiría con el día de máximo record de mediciones en un año; y se presentó en un día festivo de la ciudad de Huaraz el 2 de Noviembre; se comprobó que todos los hoteles estaban llenos.

Estos valores obtenidos de las mediciones nos servirán para nuestros cálculos de diseño; a continuación se calcularán los siguientes coeficientes

Coeficiente de variación día máximo K_1

$$\frac{\text{Gasto Promedio del día máximo}}{\text{Gasto Promedio anual}} = \frac{166.4}{123.6} = 1.3$$

Cuadro 2.3.1.5 - 2 (A)

Mediciones efectuadas en el Reservoirio "El Batán"

Martes, 2 de Noviembre de 1988

Mediciones efectuadas en el Reservoirio "El Batán"							
Hora		Q		Hora		Q	
		l/s				l/s	
0	-	0.5	120.1	12.0	-	12.5	138.1
0.5	-	1.0	127.2	12.5	-	13.0	136.5
1.0	-	1.5	113.4	13.0	-	13.5	133.4
1.5	-	2.0	116.3	13.5	-	14.0	131.3
2.0	-	2.5	130.1	14.0	-	14.5	129.1
2.5	-	3.0	131.3	14.5	-	15.0	128.3
3.0	-	3.5	129.3	15.0	-	15.5	130.1
3.5	-	4.0	127.6	15.5	-	16.0	132.3
4.0	-	4.5	128.3	16.0	-	16.5	133.4
4.5	-	5.0	130.1	16.5	-	17.0	141.3
5.0	-	5.5	135.1	17.0	-	17.5	143.5
5.5	-	6.0	134.3	17.5	-	18.0	145.6
6.0	-	6.5	133.1	18.0	-	18.5	143.2
6.5	-	7.0	168.7	18.5	-	19.0	150.1
7.0	-	7.5	159.3	19.0	-	19.5	151.3
7.5	-	8.0	147.1	19.5	-	20.0	152.3
8.0	-	8.5	139.2	20.0	-	20.5	160.9
8.5	-	9.0	141.3	20.5	-	21.0	155.4
9.0	-	9.5	136.7	21.0	-	21.5	148.6
9.5	-	10.0	136.5	21.5	-	22.0	145.3
10.0	-	10.5	135.4	22.0	-	22.5	143.2
10.5	-	11.0	131.3	22.5	-	23.0	139.6
11.0	-	11.5	132.6	23.0	-	23.5	137.6
11.5	-	12.0	135.1	23.5	-	24.0	144.8

Cuadro 2.3.1.5 - 2 (B)

Mediciones efectuadas en el Reservoirio "El Batán"

Martes, 2 de Noviembre de 1988

Mediciones efectuadas en el Reservoirio "El Batán"							
Martes, 2 de Noviembre de 1988							
Hora		Q		Hora		Q	
		l/s				l/s	
0	-	0.5	145.1	12.0	-	12.5	201.0
0.5	-	1.0	150.1	12.5	-	13.0	188.0
1.0	-	1.5	142.3	13.0	-	13.5	185.1
1.5	-	2.0	135.6	13.5	-	14.0	180.2
2.0	-	2.5	140.5	14.0	-	14.5	176.5
2.5	-	3.0	136.6	14.5	-	15.0	172.4
3.0	-	3.5	137.2	15.0	-	15.5	170.3
3.5	-	4.0	137.2	15.5	-	16.0	165.3
4.0	-	4.5	140.5	16.0	-	16.5	162.1
4.5	-	5.0	140.5	16.5	-	17.0	167.0
5.0	-	5.5	145.6	17.0	-	17.5	161.3
5.5	-	6.0	145.0	17.5	-	18.0	164.0
6.0	-	6.5	150.3	18.0	-	18.5	160.0
6.5	-	7.0	190.8	18.5	-	19.0	180.0
7.0	-	7.5	188.5	19.0	-	19.5	190.6
7.5	-	8.0	184.5	19.5	-	20.0	184.1
8.0	-	8.5	186.4	20.0	-	20.5	149.2
8.5	-	9.0	190.8	20.5	-	21.0	142.0
9.0	-	9.5	195.8	21.0	-	21.5	155.2
9.5	-	10.0	195.8	21.5	-	22.0	172.0
10.0	-	10.5	197.1	22.0	-	22.5	145.9
10.5	-	11.0	196.2	22.5	-	23.0	141.5
11.0	-	11.5	197.9	23.0	-	23.5	140.6
11.5	-	12.0	210.2	23.5	-	24.0	150.0

CONSUMO
L.P.S.

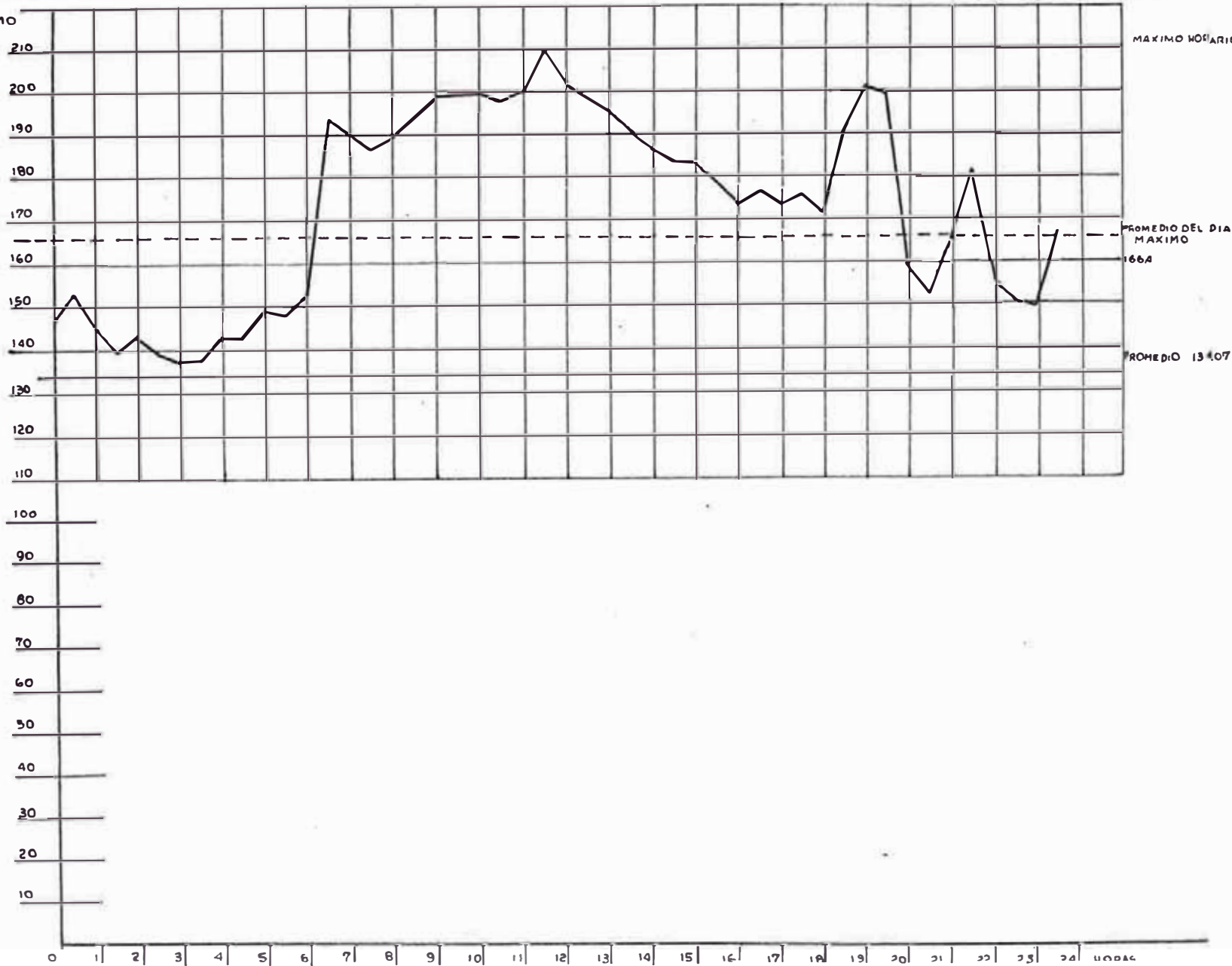


GRAFICO N° 2.3.1.5-3

VARIACION DE CONSUMO DIA MAXIMO
(MIÉRCOLES 2 DE NOVIEMBRE DE 1988)

Coefficiente de variación horaria : K_2

$$K_2 = \frac{\text{Gasto máximo horario}}{\text{Gasto Promedio Anual}} = \frac{210.2}{123.6} = 1.7$$

Coefficiente de variación máximo maximorum : K_3

$$K_3 = K_1 * K_2 = 1.3 * 1.7 = 2.21$$

2.3.1.6 Capacidad de los Diversos Componentes del Sistema en Función de la Demanda

En el Gráfico N° 2.3.1.6 - 1 se muestra el sistema actual de agua potable. A continuación se explicarán las capacidades máximas teóricas de cada componente :

Capacidades máximas teóricas :

1. Captaciones :

Trabajamos con la ecuación de continuidad :

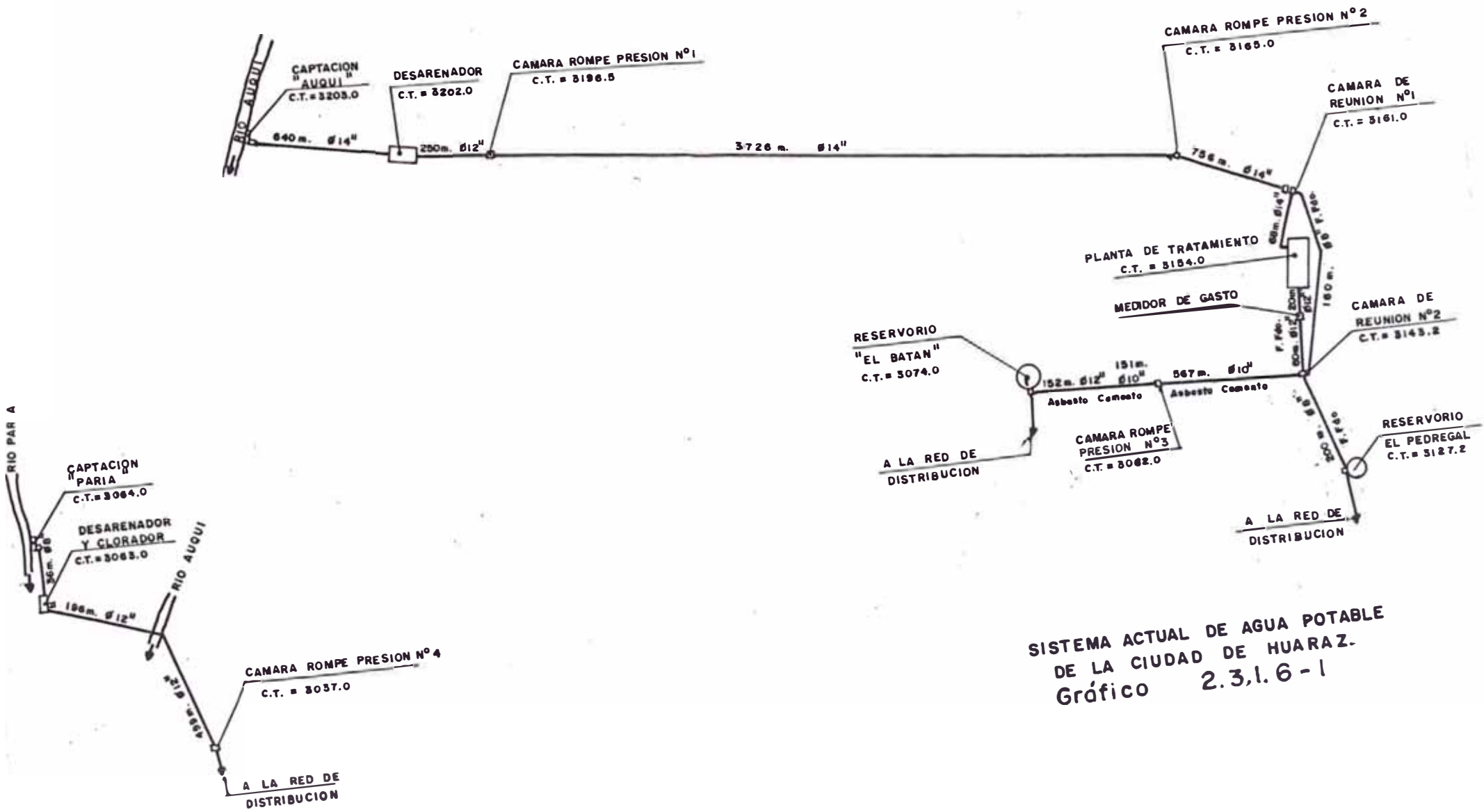
$$Q = C_D .v.A$$

1.1 Captación Auqui :

Altura máxima de agua = 1.0 m; $Q_{\max} = 264 \text{ l/s}$

Diámetro de salida = 14"

Considerando el coeficiente de descarga $C_D = 0.6$



SISTEMA ACTUAL DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE HUARAZ. Gráfico 2.3.1.6-1

1.2 Captación Paria

Altura máxima de agua = 1.0 m; $Q_{\max} = 86 \text{ l/s}$

Diámetro de salida = 12"

Considerando el coeficiente de descarga $C_D = 0.6$

2. Línea de conducción

Trabajamos con la fórmula hidráulica de Hazen & Williams.

2.1 Captación Auqui-desarenador

$L = 0.049 \text{ Km}; \quad Q_{\max} = 152 \text{ l/s}$

$h_f = 0.3 \text{ m}$

$\phi = 14''$

$C_H = 130$

2.2 Desarenador - Cámara rompe presión N° 1

$L = 0.25 \text{ km}; \quad Q_{\max} = 203 \text{ l/s}$

$h_f = 4.8 \text{ m}$

$\phi = 12''$

$C_H = 140$

2.3 Cámara rompe presión N° 1 - Cámara rompe presión N° 2.

$L = 3726 \text{ km}; \quad Q_{\max} = 184 \text{ l/s}$

$h_f = 28.3 \text{ m}$

$$\phi = 14''$$

$$C_H = 140$$

2.4 Cámara rompe presión N° 2 - Cámara de reunión N°

1.

$$L = 0.732 \text{ km}; \quad Q_{\max} = 326 \text{ l/s}$$

$$h_f = 16.0 \text{ m}$$

$$\phi = 14''$$

$$C_H = 140$$

2.5 Cámara de reunión N° 1 - Planta de tratamiento

$L = 0.008 \times 1.5 = 0.01 \text{ km}$, longitud equivalente considerando pérdida de carga local.

$$h_f = 5.90 \text{ m}; \quad Q_{\max} = 556 \text{ l/s}$$

$$\phi = 14''$$

$$C_H = 140$$

2.6 Planta de tratamiento - Cámara de reunión N° 2

$$L = 0.08 \text{ km}; \quad Q_{\max} = 371 \text{ l/s}$$

$$h_f = 10.8 \text{ m}$$

$$\phi = 12''$$

2.7 Cámara de reunión N° 2 - Reservorio el Pedregal

$$L = 0.2 \text{ km} \quad Q_{\max} = 44 \text{ l/s}$$

$$h_f = 12.4 \text{ m}$$

$$\phi = 6''$$

$$C_H = 100$$

2.8 Cámara de reunión N° 2 - Cámara rompe presión N° 3

$$L = 0.587 \text{ km} \quad Q_{\max} = 316 \text{ l/s}$$

$$h_f = 62.3 \text{ m}$$

$$\phi = 10 \text{ ''}$$

$$C_H = 140$$

2.9 Cámara rompe presión N° 3 - Reservorio el Batán

1er. Tramo	2º Tramo
$L = 0.151 \text{ km}$	$L = 0.152 \text{ km}$
$\phi = 10''$	$\phi = 12''$
$S = 39.2 \text{ ‰}$	$S = 19.74 \text{ ‰}$
$C_H = 140$	$C_H = 140$
$Q_{\max} = 184 \text{ l/s}$	$Q_{\max} = 205 \text{ l/s}$

2.10 Captación Paria - Desarenador

$$L = 0.036 \text{ l/s} \quad Q_{\max} = 247.4 \text{ l/s}$$

$$h_f = 1.0 \text{ m}$$

$$\phi = 12 \text{ ''}$$

$$C_H = 140$$

2.11 Desarenador - Cámara rompe presión N° 4

$$L = 0.694 \text{ km} \quad Q_{\max} = 290.8 \text{ l/s}$$

$$h_f = 26.0 \text{ m}$$

$$\phi = 12 \text{ ''}$$

$$C_H = 140$$

3. Planta de tratamiento

La máxima capacidad de la planta de tratamiento es de 60 l/s.

La línea de conducción que parte de la planta de tratamiento a la cámara de reunión N° 2

$L = 0.06 \times 1.5 = 0.09$ km. Longitud equivalente considerando pérdida de carga local.

$$h_f = 9.6 \text{ m} \qquad Q_{\max} = 371 \text{ l/s}$$

$$\phi = 12''$$

$$C_H = 100$$

4. Reservorios

4.1 Reservorio el Batán

$$\text{Diámetro interior} = 16.1 \text{ m}$$

$$\text{Altura útil} = 5.9 \text{ m}$$

$$\text{Capacidad útil} = 1,200 \text{ m}^3$$

4.2 Reservorio el Pedregal

$$\text{Diámetro interior} = 10.6 \text{ m}$$

$$\text{Altura útil} = 2.8 \text{ m}$$

$$\text{Capacidad útil} = 250 \text{ m}^3$$

2.3.1.7 Cobertura, Grado de Utilización de la Capacidad Instalada, Eficiencia y Deficiencia

Con los datos obtenidos anteriormente

$$K_1 = \text{Coeficiente de variación máxima diaria} = 1.3$$

$$K_2 = \text{Coeficiente de variación máxima horaria} = 1.7$$

Y el caudal promedio :

$Q_p = \text{Caudal promedio} = 123.60 \text{ l/s}$, obtendremos los gastos de diseño siguiente

$$\begin{aligned} Q_{MD} = \text{Caudal máximo diario} &= K_1 \times Q_p = 123.6 \times 1.3 \\ &= 160.7 \text{ l/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{MH} = \text{Caudal máximo horario} &= K_2 \times Q_p = 123.6 \times 1.7 \\ &= 210.1 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Veremos ahora las deficiencias más importantes del sistema :

En la planta de tratamiento

El actual sistema capta aguas superficiales; por lo tanto, dichas aguas requieren un adecuado tratamiento; el Cuadro Nº 2.3.1.7 - 1 nos indica el porcentaje de agua tratada que da el actual sistema.

Cuadro Nº 2.3.1.7 - 1

Porcentaje de agua tratada

Caudal máximo diario	Agua que recibe un adecuado tratamiento		Agua que recibe solamente sedimentación y cloración	
	l/s	%	l/s	%
160.70	60	37.40	100.70	62.6

En los volúmenes de almacenamiento

El volumen de almacenamiento que tiene el sistema es 1,450 m³, que comprende : 1,200 m³ del reservorio el Batán y 250 m³ del reservorio el Pedregal. Si consideramos el 25 % del promedio de la demanda diaria se requerirá 2,670 m³; por lo tanto, existe un déficit de 1,220 m³ que equivale al 46% del volumen requerido.

En las Redes de Distribución

La topografía del terreno de la ciudad de Huaraz en las zonas altas no permiten que tengan agua en horas de máximo consumo.

En las Captaciones y líneas de conducción

En el Cuadro 2.3.1.7 - 2 se muestra las capacidades máxi

mas, utilizadas y ociosas de las captaciones y líneas de conducción.

Cuadro Nº 2.3.1.7 - 2

Las capacidades máximas utilizadas y ociosas de las captaciones, y de las líneas de conducción.

Componentes	Capacidad Máxima l/s	Capacidad útil		Capacidad ociosa	
		l/s	%	l/s	%
<u>Captaciones</u>					
Captación Auqui	264	126	47.7	138	52.3
Captación Paria	86	49.64	59.1	39.36	40.9
<u>Líneas de conducción</u>					
Capt. Auqui-Desarena.	152	126	82.9	36	17.1
Desarenador-CRP Nº1	203	126	62.1	77	37.9
CRP Nº 1 - CRP Nº 2	184	126	68.5	58	31.5
CRP Nº2-C. Reunión 1	326	126	38.7	200	61.3
C. Reunión Nº 1-P.T.	556	60	10.8	496	89.2
P.T.-C.Reunión Nº 2	371	60	16.2	311	83.8
C. Reunión 1 - Rsv. Pedregal	44	20	45.4	24	54.6
C. Reunión 2-CRP Nº 3	316	106	33.5	210	60.5
CRP Nº 3 - Rsv.Batán	205	106	51.7	99	48.3
Capt. Paria-Desarena.	247.4	49.64	20	197.36	80
Desarenador-CRP Nº 4	290.8	49.64	17	241.16	83

2.3.1.8 Estructuras Tarifarias que se han Aplicado

El sistema tarifario de la ciudad de Huaraz está normado por el Ministerio de Vivienda y Construcción por intermedio de CORTAPA la cual emite la Resolución Directoral que se publica en el diario oficial El Peruano. En el cuadro No. 2.2.6-1 se explica de acuerdo al diámetro de conexión el pago correspondiente.

2.3.2 DEMANDA FUTURA DE AGUA POTABLE

2.3.2.1 Población Futura-Metodología

En el análisis poblacional realizado para la ciudad de Huaraz se ha utilizado los datos censales proporcionado por el I.N.E., los cuales se muestran a continuación :

Año	Población (hab.)
1940	11,054
1961	20,345
1972	31,382
1981	45,116

Con estos datos se realizaron diversas curvas; obtenidas de métodos matemáticos; los cuales siguen diferentes tendencias que se puedan semejar a crecimientos poblacionales.

Además de realizar el análisis matemático se evaluará el aspecto socio-económico, de la ciudad; de estos dos análisis obtendremos la tendencia poblacional resultantes.

Los métodos matemáticos utilizados son los siguientes

Método de la Progresión Aritmética

Este método considera que el crecimiento de una población varía de acuerdo a una función lineal, dada por una razón de crecimiento constante obtenida por los datos de censos de años, anteriores.

La fórmula a considerar es

$$P_f = P_a + r \times t$$

Donde P_f = Población futura

P_a = Población actual

t = Tiempo transcurrido entre la P_f y

$$P_a = t_f - t_a$$

r = Razón de crecimiento promedio.

Considerando los períodos 1,961 - 1,972 y 1,972 - 1981 se obtiene

$$r = 1264$$

Por lo tanto la ecuación se simplifica a :

$$P_f = 45,116 + 1,264 \times (t_f - 1981)$$

Método de los Incrementos Variables

Este método considera un incremento de acuerdo al desarrollo de la población dada determinado número de años siendo el incremento de la misma una constante con la cual la segunda deriva de la curva de crecimiento. Es una línea recta.

La fórmula a considerar es :

$$P_f = P_a + m \times D + 0.5 \times m \times (m + 1) \times V$$

donde :

P_f = Población futura

P_a = Población actual

m = Número de intervalos entre P_f y P_a en décadas

D = Incremento promedio

V = Diferencia de incrementos promedios.

Para utilizar esta fórmula es necesario tener por lo menos cuatro censos consecutivos y que tengan una diferencia en un número de décadas constantes. Por lo tanto, se tiene :

Año	Población	Diferenciales	Variación de Diferencias
1951	15,921	4,424	5,610
1961	20,345	10,034	4,703
1971	30,379	14,737	
1981	45,116		
	Sumatoria	29,195	10,313

$$D = 9,732 , \quad V = 5,156$$

La ecuación se simplifica a

$$P_f = 45,116 + 9,732 \times m + 2,578 \times m \times (m + 1)$$

Método de Interés Simple

Este método corresponde al incremento de un capital colocado a un interés simple, la tasa de interés es la razón de crecimiento promedio.

La fórmula a considerar es :

$$P_f = P_a \times (1 + r \times t), \text{ donde}$$

P_f = Población futura
 P_a = Población actual
 t = Tiempo transcurrido entre la P_f y la P_a en años.
 r = Razón de crecimiento promedio

Considerando los períodos 1961-1972 y 1972-1981 se obtiene : $F = 0.049$

Por lo tanto, la ecuación se simplifica a

$$P_f = 45,116 \times (1 + 0.049 (t_f - 1981)) \dots\dots\dots(c)$$

Método de la Parábola de 2do. Grado

Este método se emplea cuando los períodos entre los censos son muy separados y se hayan producido cambios de aptitud poblacional.

La fórmula es la siguiente :

$$P_f = A + Bx + Cx^2, \text{ donde :}$$

x = la diferencia entre el año de la P_f y el año base del censo;

A, B y C = Constante obtenidas con los datos de los censos de la siguiente manera :

Año	x	x ²	Población
(año base) 1961	0	0	45,116
1972	11	121	31,382
1981	20	400	45,116

Se plantean las siguientes ecuaciones :

$$20345 = A + Bx 0 + Cx 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$31382 = A + Bx 11 + Cx 121 \dots\dots\dots(2)$$

$$45116 = A + Bx 20 + Cx 400 \dots\dots\dots(3)$$

resolviendo (1), (2) y (3) se obtiene :

$$\begin{aligned} A &= 20,345 \\ B &= 715.94 \\ C &= 26.13 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la ecuación se simplifica a :

$$P_f = 20,345 + 715.94 x + 26.13 x^2$$

Método del Interés Compuesto

Este método corresponde al incremento de un capital colocado a un interés compuesto. Los valores obtenidos con este método son generalmente altos; sin embargo, estos valores nos dan una idea del límite superior del rango de variación de las curvas. La fórmula a considerar es :

$$P_f = P_a (1 + r)^t, \text{ donde :}$$

t = diferencia en años entre la P_f y P_a

r = índice de crecimiento dado por : $r = \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/t} - 1$

P_2 = población dato del censo

P_1 = población del censo anterior a P

t = diferencia en años de P_2 y P_1

$$r = \left(r_1^{t_1} \times r_2^{t_2} \times r_3^{t_3} \right) \frac{1}{t_1 + t_2 + t_3}$$

Año	Población	t	r
1961	20,345	11	0.040
1972	31,382	9	0.041
1981	45,116		

$$r = (0.040^{11} \times 0.041^9)^{1/20} = 0.04$$

Por lo tanto, la ecuación se simplifica a :

$$P_f = 45116 (1 + 0.04)^{t_f - 1981} \dots\dots\dots(e)$$

Resumen de los Métodos Empleados :

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de los métodos empleados, con sus respectivas ecuaciones de curva :

Método	Ecuación de la curva
Progresión Aritmética	$P_f = 45,116 + 1,264(t_f - 1981)$..(a)
Incrementos Variable	$P_f = 45,116 + 9,732m + 2,578(m+1)m$..(b)
Interés Simple	$P_f = 45,116(1 + 0.049)(t_f - 1981)$..(c)
Parábola de 2do. Gdo.	$P_f = 20,345 + 715.94x + 26.13x^2$..(d)
Interés Compuesto	$P_f = 45,116 (1 + 0.04)^{t_f - 1981}$..(e)

donde $m = \frac{t_f - 1981}{10}$ $x = (t_f - 1961)$

El año base de las ecuaciones (a), (b), (c) y (e) es el año 1981; de la ecuación (d) es el año 1961.

En el gráfico No. 2.3.2.1 - 1 se muestra las curvas de Poblaciones futuras de Huaraz, confeccionado de acuerdo a los métodos mencionados.

Ecuación de la curva seleccionada

Para el análisis de la proyección de la población de la ciudad de Huaraz, se han obtenido los presentes factores cuantitativos y cualitativos que enmarcan al crecimiento histórico y permiten visualizar su expansión futura. Estos factores son :

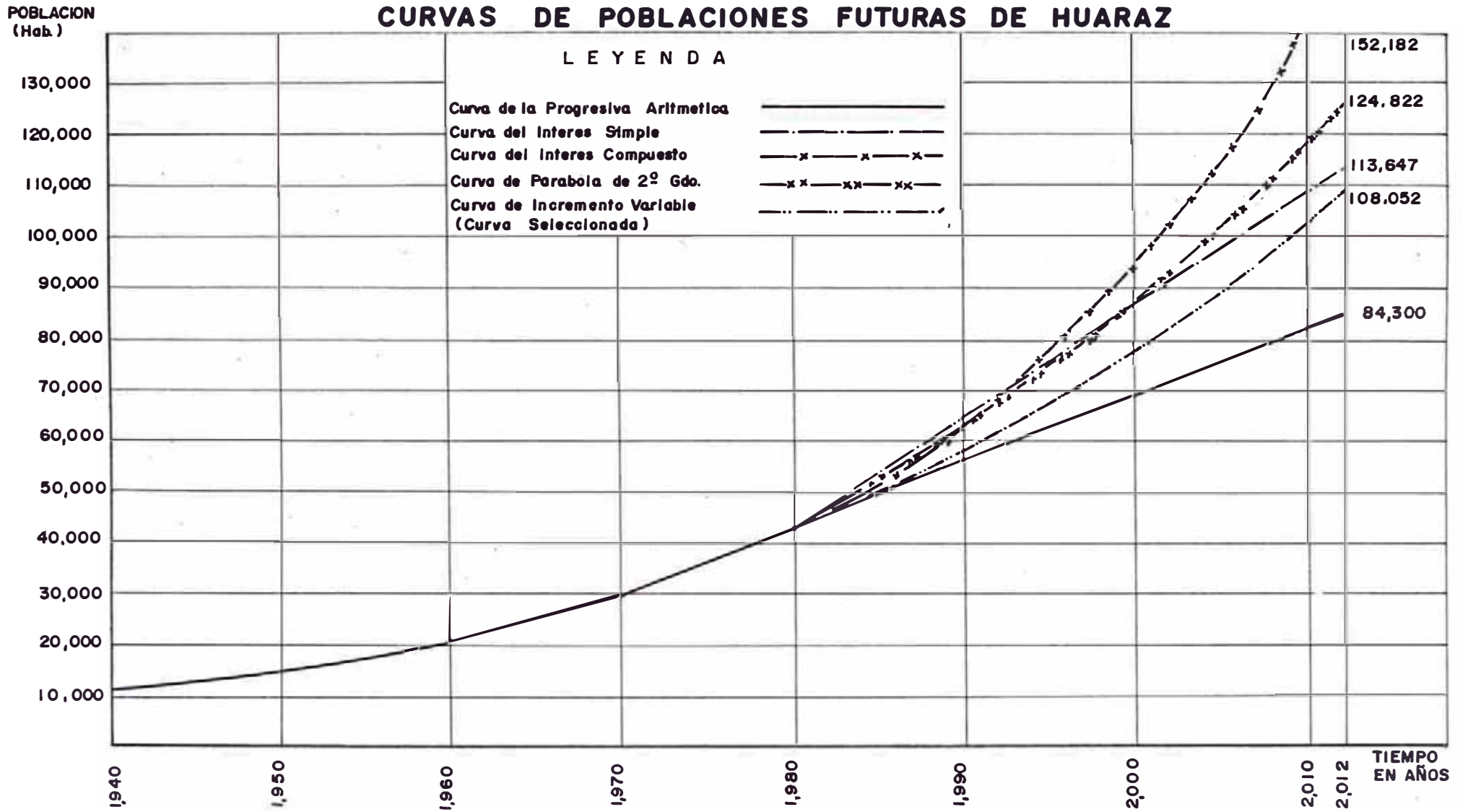
- Crecimiento Histórico
- Política Gubernamental
- Sectores Productivos
- Area de Expansión del Crecimiento Futuro.

a) Crecimiento Histórico

De acuerdo al Cuadro A-1 se observa un crecimiento de la población urbana, y al mismo tiempo una tendencia decreciente en la población rural.

GRAFICO 2.3.2.1-1

CURVAS DE POBLACIONES FUTURAS DE HUARAZ



Cuadro A-1

Año	Población		
	Urbana	Rural	Total
1940	11,054	23,944	34,998
1961	20,345	30,022	50,367
1972	31,382	27,896	59,278
1981	45,116	25,840	70,956

Las tasas de crecimiento entre períodos intercensales son las siguientes :

1940 - 1961 = 2.9 %

1961 - 1972 = 4.0 %

1972 - 1981 = 4.1 %

Tasa ponderada = 3.4 %

La provincia de Huaraz ha crecido en los últimos años, intercenso, a una tasa del 2%. En este mismo período la población urbana creció a una tasa del 4.1% mientras que la población rural decreció a una tasa del -1%.

b) Política Gubernamental

En la década del 60 se dió mayor impulso al turismo. Esto trajo como consecuencia la apertura de negocios derivados de la Hostaleriá, hoteles, etc. y el incremento de la producción de artículos artesanales, con

más personas orientadas a la producción de bienes.

Después del terremoto de 1970, la ayuda gubernamental se incrementó logrando restablecer una nueva ciudad y el desarrollo de la industria de la construcción. Actualmente posee una autopista en excelentes condiciones; también se han dado facilidades para la adquisición de casas y servicios. A todo esto se suma el auge del turismo.

c) Sectores Productivos

Las actividades económicas de la ciudad de Huaraz, fundamentalmente, está centrado en el sector hostelería y, con un mínimo porcentaje, el referido a la industria de la construcción.

d) Area de Expansión de Crecimiento Futuro

La ciudad de Huaraz, tiene una zona limitada de crecimiento futuro, de acuerdo al estudio realizado por el Ministerio de Vivienda, que calculó la población de saturación en 75,000 habitantes. Está rodeada por la Cordillera Blanca y el río Santa y podemos afirmar que está imposibilitada de albergar una población mayor que la mencionada en dicho estudio, salvo las dos áreas que no contempla y que son

1) Una área de posible crecimiento ubicado entre el ini

cio de la carretera de Monterrey y el río Santa de aproximadamente 400 m. de ancho y una longitud de 2.5 Km. para una población de 15,000 hab. lo que daría una densidad de 150 hab/hect.

- 2) Asimismo, hacia la salida de la localidad de Casma, existe una superficie de alrededor de 165 hect. que podría ser considerada de crecimiento habitable para una población de 2,475 hab. con una densidad de 150 hab/hect.

Luego tendríamos una población de saturación de

$$75,000 + 15,000 + 2,475 = 92,475 \text{ Hab.}$$

Una ciudad que se aproxima a su población de saturación por lo general tiene una tendencia de crecimiento reducida.

Resumen :

1. Respecto al crecimiento histórico podemos afirmar lo siguiente :

Período 1940 - 61 : crecimiento vegetativo

Período 1961 - 72 : crecimiento por el turismo

Período 1972 - 81 : crecimiento por el turismo más la creación de la nueva ciudad.

2. Política gubernamental en la actualidad y el futuro está basada en el apoyo rural y al agro.
3. Huaraz obtiene sus principales ingresos del sector servicios.
4. Huaraz carece de un área que permite su crecimiento poblacional.

Analizando los efectos anteriores se estima un crecimiento anual del 2.9%.

Cuadro Comparativo de Crecimiento Poblacional			
Año	2.9	3.2	3.4
1981	45,116	45,116	45,116
1986	51,915	52,812	53,325
1991	60,009	61,820	63,028
1996	69,379	72,365	74,457
2001	80,044	84,708	88,052
2005	89,503	96,082	100,652

El método utilizado para el estudio del crecimiento poblacional es el "Método de Incrementos Variables", que es similar al empleo de una tasa de 2.9%.

2.3.2.2 Demanda Futura Total y Per-cápita de Grupos de Consumo

El Cuadro No. 2.3.2.2 - 1, nos muestra la proyección de

consumo de los sectores doméstico, comercial e industrial, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1) Actualmente existe un alto porcentaje de agua no contabilizada, por lo que se recomienda tomar las medidas convenientes para bajar este porcentaje, que estimamos que llegaría a un 20% al inicio del funcionamiento del nuevo sistema;
- 2) Al finalizar el período de diseño el año 2,012 se estima en un 90% a la población servida al final de la 2da. Etapa;
- 3) Se está considerando una dotación de 225 lt/hab/día, (aproximadamente).
- 4) Para cubrir el 100% de la población se está considerando una dotación de 50 lt/hab/día, para la población no servida.

2.3.2.3 Cobertura por Conexiones

En el Cuadro No. 2.3.2.2-1 se muestra la proyección de la población servida por conexiones domiciliarias, que sigue un crecimiento lineal hasta alcanzar al final del período, el año 2012, el 90%.

CAPITULO III

DATOS BASICOS DE DISEÑO

3.1 INTRODUCCION

El proyecto se hará en base a los datos que se exponen en el presente capítulo. Las obras que se proyectarán tendrán una capacidad no solamente para satisfacer las necesidades actuales sino también las necesidades futuras de la ciudad de Huaraz, previéndose su construcción por etapas.

3.2 PERIODO DE DISEÑO TENTATIVO DEL SISTEMA PROYECTADO

Las etapas de ejecución, de cada componente del sistema proyectado, está dada por la obtención del período óptimo de diseño de cada componente, período que nos dará el máximo beneficio con el mínimo costo (En el Capítulo IX veremos los períodos de diseño de la alternativa seleccionada).

Se dará las etapas que comprenden el sistema de abastecimiento de agua potable y de acuerdo al cronograma de estudio y construcción se realizará las inversiones correspondientes.

Años	Actividad
1,989	Estudio de Factibilidad
1,990	Proyecto Definitivo
1,991 - 1,992	Ejecución de Obras
1,993 - 2,012	Períodos constructivos (cada etapa comprende 10 años)

3.3 VARIACIONES DE CONSUMO

Las variaciones de consumo sobre el consumo promedio están representado por el día de máximo consumo, o día máximo y, la hora de máximo consumo o máximo horario; ambos significan un porcentaje sobre el día promedio anual y tienen una gran influencia en la economía del proyecto, ya que el gasto máximo diario determina los valores del sistema.

En un sistema de abastecimiento de agua, el consumo está ligado al número de habitantes y a sus niveles de vida al grado de desarrollo de sus actividades comerciales e industriales; además, está influenciado por factores climatológicos.

Durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente. En las horas diurnas el caudal supera el valor promedio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día. Durante las horas de las noches el consumo decae por debajo del valor promedio, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

En base a las mediciones de variaciones del tirante de agua en el reservorio y llevados a l/s en el día de máximo consumo (2/11/1,988) y medido cada hora se pudo construir el Gráfico Nº 3.3 - 1 donde se muestra Variaciones de Consumo del día máximo. En el Cuadro Nº 3.3 - 2 se da las mediciones efectuadas en el reservorio.

a) Variación diaria

De acuerdo a la variación diaria, se obtuvo :

Caudal máximo diario = 166.4 l/s (promedio del día)

Caudal promedio = 123.6 l/s (obtenido en el Cap. II-
2.3.1.5)

$$k_1 = \frac{\text{Caudal máximo diario}}{\text{Caudal promedio}} = \frac{166.4}{123.6} = 1.3$$

b) Variaciones horarias

De acuerdo al gráfico de consumos horarios de la medición efectuada en el reservorio.

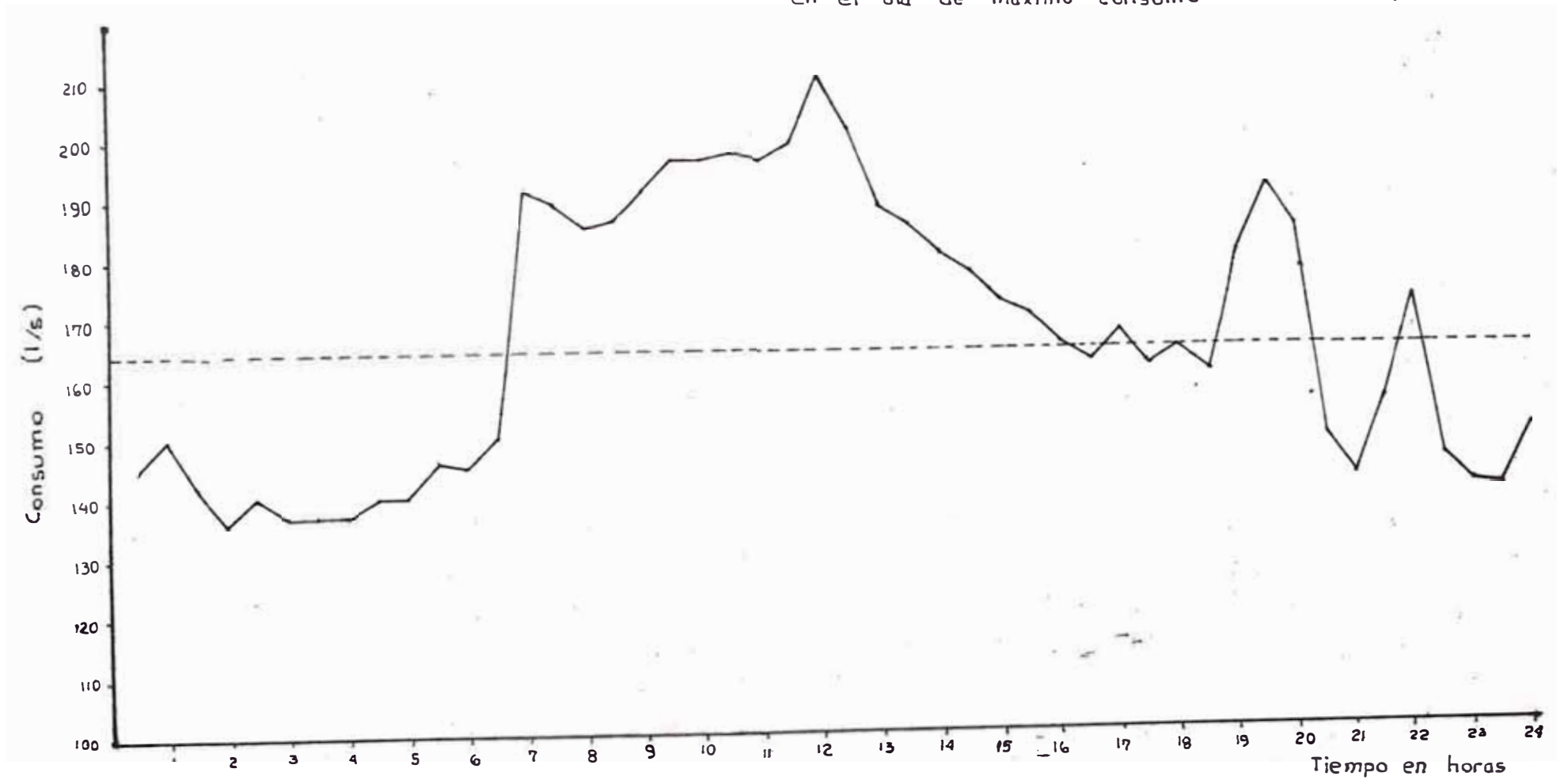
Caudal máximo horario = 210.2 l/s (obtenido a 12 m)

Caudal promedio = 123.6 l/s (obtenido en el Cap. II-
2.3.1.5)

$$k_2 = \frac{\text{Caudal máximo horario}}{\text{Caudal promedio}} = \frac{210.2}{123.6} = 1.7$$

Gráfico 3.3-1

Variaciones Horarias de los consumos de Agua Potable de la ciudad de Huaraz
en el día de máximo consumo (2/11/1988)



En el siguiente cuadro se darán los valores de diseño de los caudales :

Caudales de Variación de Consumo

Ciudad de Huaraz

Año	Caudal Promedio l/s	k_1	k_2	Caudal máximo diario l/s	Caudal máximo Horario l/s
2002	188.9	1.3	1.7	245.6	321.1
2012	259.3	1.3	1.7	337.1	440.8

3.4 CAUDALES DE DISEÑO

3.4.1 DEMANDA CONTRA INCENDIO

De acuerdo a las normas y requisitos proporcionado por el organismo encargado (SENAPA) establece que para poblaciones servidas de 10,000 a 100,000 habitantes, deberá preverse la demanda contra incendio, considerando la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red a ser atendido por dos hidrantes simultáneamente.

En la ciudad de Huaraz, en los últimos años, no han ocurrido incendios de magnitud considerable sino de peque-

Cuadro 3.3 - 2

Medición efectuada en el Reservoirio "El Batán"

Martes, 2 de Noviembre de 1988

Hora			Q	Hora			Q
			l/s				l/s
0	-	0.5	145.1	12.0	-	12.5	201.0
0.5	-	1.0	150.1	12.5	-	13.0	188.0
1.0	-	1.5	142.3	13.0	-	13.5	185.1
1.5	-	2.0	135.6	13.5	-	14.0	180.2
2.0	-	2.5	140.5	14.0	-	14.5	176.5
2.5	-	3.0	136.6	14.5	-	15.0	172.4
3.0	-	3.5	137.2	15.0	-	15.5	170.3
3.5	-	4.0	137.2	15.5	-	16.0	165.3
4.0	-	4.5	140.5	16.0	-	16.5	162.1
4.5	-	5.0	140.5	16.5	-	17.0	167.0
5.0	-	5.5	145.6	17.0	-	17.5	161.3
5.5	-	6.0	145.0	17.5	-	18.0	164.0
6.0	-	6.5	150.3	18.0	-	18.5	160.0
6.5	-	7.0	190.8	18.5	-	19.0	180.0
7.0	-	7.5	188.5	19.0	-	19.5	190.6
7.5	-	8.0	184.5	19.5	-	20.0	184.1
8.0	-	8.5	186.4	20.0	-	20.5	149.2
8.5	-	9.0	190.8	20.5	-	21.0	142.0
9.0	-	9.5	195.8	21.0	-	21.5	155.2
9.5	-	10.0	195.8	21.5	-	22.0	172.0
10.0	-	10.5	197.1	22.0	-	22.5	145.9
10.5	-	11.0	196.2	22.5	-	23.0	141.5
11.0	-	11.5	197.9	23.0	-	23.5	140.6
11.5	-	12.0	210.2	23.5	-	24.0	150.0

Total Diario = 7985.0

Caudal máximo diario = 166.4 l/s (promedio del día máximo)

ña magnitud. Además, no existe compañía de bomberos, pero si se cuentan con grifos contra incendio en buen estado.

En el cálculo de la red de distribución utilizaremos la cifra mayor del resultado de la comparación entre el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario y el de la demanda de incendio.

Al considerar la ocurrencia de un incendio que va a ser atendido por dos hidrantes, con capacidad de 16 l/s cada uno, tendríamos una demanda de 32 l/s. En el Cuadro N° 3.4.1 - 1 se muestra los caudales de comparación de incendio más el caudal máximo diario; comparado con el caudal máximo horario.

Cuadro N° 3.4.1 - 1

Caudales de comparación

Año	Caudal Máximo Diario l/s	Caudal contra Incendio l/s	Caudal Máximo + Incendio l/s	Caudal Máximo Horario l/s
2002	245.6	32	277.6	321.1
2012	337.1	32	369.1	440.8

La red de distribución se calculará con el gasto máximo horario. El volumen de reserva contra incendio, de acuerdo al record histórico de la ciudad y tratando de no elevar la capacidad ociosa de los reservorios, el volumen capaz de atender la demanda contra incendio durante dos horas sería de 216 m^3 .

3.4.2 DEMANDA INDUSTRIAL

De acuerdo a los estudios realizados acerca de la determinación de la población por la influencia del factor de sectores productivos de la ciudad de Huaraz tiene como fuente de ingreso, un mayor porcentaje, a la rama de hostelería.

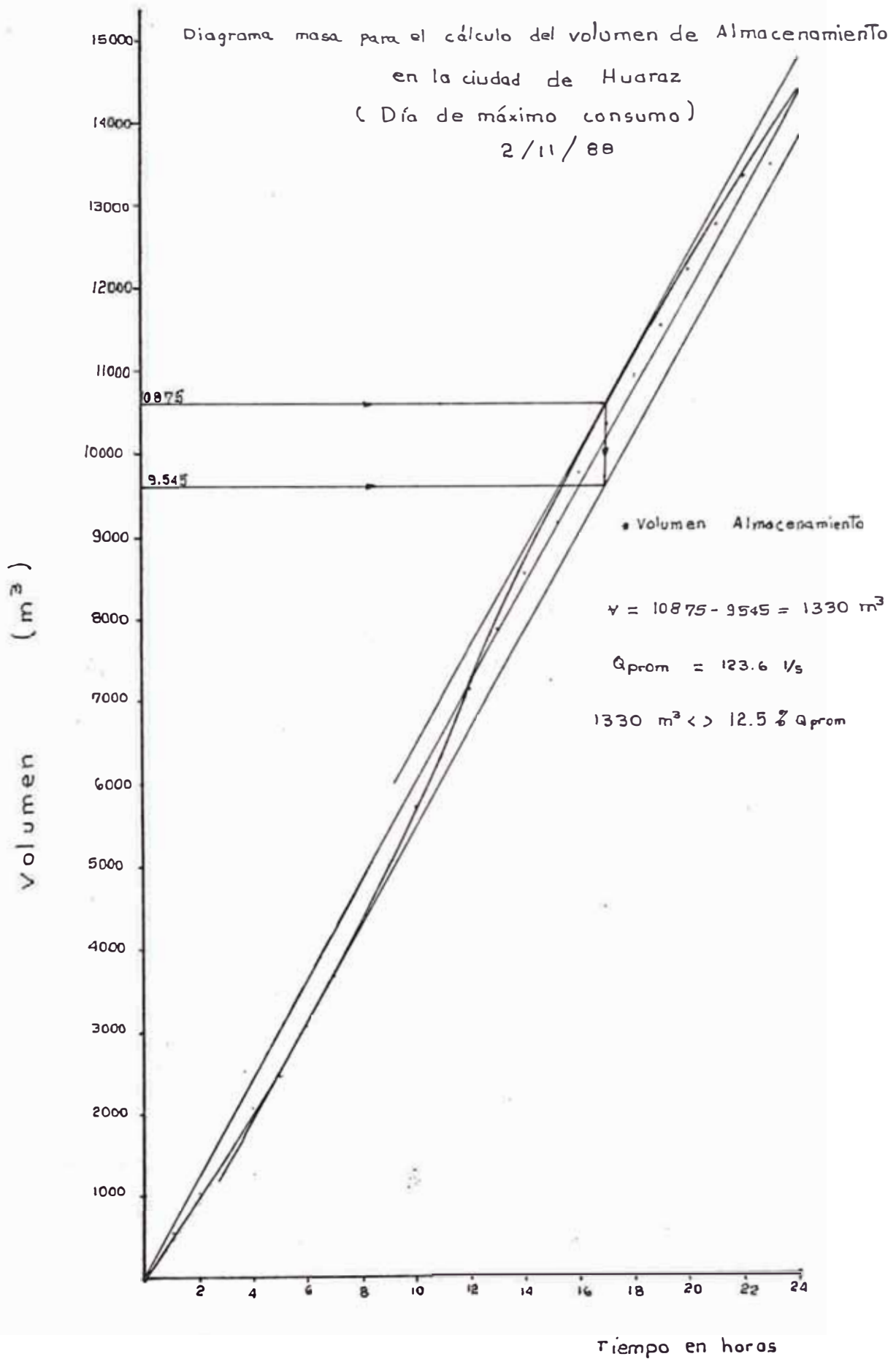
La demanda de agua para este sector está considerada dentro del estudio de la población.

3.4.3 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

El volumen de regulación para satisfacer las variaciones de una población se calcula mediante el Diagrama Masa correspondiente a la curva de variación de consumo. Ver Gráfico N° 3.4.3 - 1, se muestra el Diagrama Masa en el día de máximo consumo, elaborado de los datos considerados en el Cuadro 3.4.3 - 2.

Del análisis efectuado del gráfico correspondiente se

Gráfico 3.4.3-1



Cuadro 3.4.3 - 2

Medición efectuada en el Reservorio "El Batán"

Martes, 2 de Noviembre de 1,988

Hora	Volumen m ³	Hora	Volumen m ³
0	0	12.5	7,525
0.5	261	13.0	7,863
1.0	531	13.5	8,196
1.5	787	14.0	8,520
2.0	1,031	14.5	8,838
2.5	1,284	15.0	9,148
3.0	1,530	15.5	9,455
3.5	1,777	16.0	9,753
4.0	2,024	16.5	10,045
4.5	2,277	17.0	10,346
5.0	2,530	17.5	10,636
5.5	2,792	18.0	10,931
6.0	3,053	18.5	11,219
6.5	3,324	19.0	11,543
7.0	3,667	19.5	11,886
7.5	4,006	20.0	12,217
8.0	4,338	20.5	12,486
8.5	4,674	21.0	12,742
9.0	5,017	21.5	13,021
9.5	5,369	22.0	13,331
10.0	5,721	22.5	13,524
10.5	6,076	23.0	13,849
11.0	6,429	23.5	14,102
11.5	6,785	24.0	14,372
12.0	7,163		

concluye que en la ciudad de Huaraz, el sistema de abastecimiento de agua potable es irregular y por las pocas mediciones efectuadas no se puede obtener un diagrama masa representativo. Para determinar un volumen representativo no es suficiente con tener con una sola medición; por lo tanto, el volumen de almacenamiento considerado será el 25 % del consumo promedio anual o caudal promedio anual.

En el Cuadro Nº 3.4.3 - 3 se muestra los volúmenes de almacenamiento para las dos etapas.

Cuadro Nº 3.4.3 - 3

Los volúmenes de almacenamiento para las dos etapas

Año	Caudal Promedio Anual l/s	Volumen Promedio		Volumen de Almacenamiento	
		m ³	%	m ³	%
2002	188.9	16,321	100	4,080	25
2012	259.3	22,404	100	5,601	25

El volumen de reserva es el que se utiliza cuando la producción se paraliza por desperfectos en la línea de conducción, y principalmente cuando la planta de tratamien-

to de agua potable se paraliza debido a las altas turbiedades que trae el agua cruda en tiempo de avenidas.

Para estos efectos es necesario considerar un volumen de reserva que corresponde a un almacenamiento de aproximadamente dos horas.

En el Cuadro Nº 3.4.3 - 4 se muestra los volúmenes de reserva para las dos etapas.

Cuadro Nº 3.4.3 - 4

Volúmenes de reserva para las dos etapas

Año	Caudal Promedio Anual l/s	Volumen de Reserva m ³
2002	188.9	1,360
2012	259.3	1,866

En el Cuadro Nº 3.4.3 - 5 nos muestra los volúmenes a considerar en los reservorios del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Huaraz.

Cuadro Nº 3.4.3 - 5

Los volúmenes a considerar en los reservorios del sistema de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Huaraz.

Año	Volumen Promedio Diario		Volumen Contra Incendio		Volumen de Regulación		Volumen de Reserva		Volumen Total	
	m ³	%	m ³	%	m ³	%	m ³	%	m ³	%
2002	16,321	100	216	3.9	4,080	72.1	1,360	24.0	5,656	100
2012	22,404	100	216	2.8	5,601	72.9	1,866	24.3	7,683	100

3.5 PROYECCION DE LAS NECESIDADES DE CONSUMO

En el Cuadro Nº 3.5 - 1 se muestra en forma genérica el caudal proyectado que debe tener cada elemento del sistema en el período constructivo.

Cuadro Nº 3.5 - 1

El caudal proyectado que debe tener cada elemento del sistema en el período constructivo.

Componente	Capacidad	
	Años	
	2,002	2,012
Captación	245.6 l/s	337.1 l/s
Línea de conducción	245.6 l/s	337.1 l/s
Planta de Tratamiento	245.6 l/s	337.1 l/s
Reservorio	5,656 m ³	7,683 m ³
Línea de aducción y Red distribución	321 l/s	440 l/s

En el Cuadro siguiente se han calculado los consumos promedios máximos diario y máximo horario, año a año dentro de los estudios del presente proyecto.

En el Cuadro Nº 3.5 - 2 se muestra los caudales de diseño para cada año de demanda de agua.

Cuadro 3.5 - 2

Caudales de diseños referidos a la población total

Año	Población (Habitantes)		Demanda Total m ³ /año	Caudales de diseño l/s		
	Total	Servida		Promedio	Máximo Diario	Máximo Horario
1,993	63,600	48,336	3'879,920	124.7	162	212
1,994	65,600	50,417	4'281,377	137.6	179	234
1,995	67,403	52,574	4'459,747	143.3	186	284
1,996	69,382	54,812	4'690,278	150.7	196	256
1,997	71,412	57,130	4'876,761	156.7	204	266
1,998	73,493	59,529	5'056,617	162.5	211	276
1,999	75,627	62,014	5'267,357	169.3	220	288
2,000	77,812	64,584	5'458,892	175.5	228	298
2,001	80,040	67,240	5'673,439	182.4	237	310
2,002	82,336	69,986	5'877,223	188.9	246	321
2,003	84,676	72,393	6'083,688	195.5	254	332
2,004	87,067	74,878	6'276,140	201.7	262	343
2,005	89,509	77,425	6'494,143	208.7	271	355
2,006	92,004	80,043	6'697,122	215.3	280	366
2,007	94,549	82,730	6'927,115	222.7	290	379
2,008	97,147	85,489	7'140,990	229.5	298	390
2,009	99,976	88,319	7'359,750	236.6	308	402
2,010	102,496	91,221	7'583,375	243.8	317	414
2,011	105,248	94,197	7'812,208	251.1	326	427
2,012	108,052	97,247	8'065,785	259.3	337	440

CAPITULO IV

ESTUDIO DE FUENTES

4.1 INTRODUCCION

La selección de fuentes de abastecimientos de agua potable se hizo, después de un reconocimiento de todas las posibles fuentes de captación, escogiendo las más convenientes para el presente estudio de factibilidad. Cumplen con un mínimo de producción que equivale al caudal máximo diario, de acuerdo a la demanda tal como se muestra en el cuadro No. 4.1-1. En este cuadro se muestra los caudales máximo diario de acuerdo a las etapas planteadas.

Cuadro 4.1 - 1

Los caudales máximos diarios de acuerdo a las etapas Planteadas

Año	Caudal máximo diario (l/s)
2002	245.6
2012	337.1

Las posibles fuentes de abastecimiento de agua son :

4.1.1 RIO AUQUI

Altitud : 3203 m.s.n.m.

Calidad : Presenta baja turbiedad en época de estiaje, y alta en la época de crecida del río por ser aguas superficiales.

El río Auqui es considerado de mejor calidad; el río trae material sedimentable que puede ser tratado en la planta de tratamiento. Las turbiedades altas son esporádicas, y demoran 6 horas.

Topografía : Está a mayor altura respecto a la ciudad y se puede conducir las aguas por gravedad.

Geología : Presenta partículas sedimentables: que son las pizarras a lo largo de sus riveras los cuales facilita el tratamiento.

Acceso : Por medio de una carretera que pasa cerca a la captación, ya construida.

Caudal : El caudal es 3740 l/s como promedio mínimo diario y que es posible captar la cantidad de caudal requerida para las dos etapas.

En el Análisis físico-químico realizado por la Unidad Operativa demuestra que el agua es ligeramente ácida, pero

apta para el consumo humano.

4.1.2 RIO PARJA

Altitud : 3064 m.s.n.m.

Calidad : Presenta las mismas características que el río Auqui por ser aguas superficiales.

Topografía : Está ubicado en la zona del cono aluvional; está más cerca a la ciudad y las aguas son conducidas por gravedad.

Geología : Presenta material sedimentable en las características de pizarra proveniente de su rive-
ra.

Acceso : Por medio de un camino que posteriormente se construirá.

Caudal : El caudal es 1610 l/s en promedio mínimo diario y que es posible utilizar parte del caudal de acuerdo a los requerimientos de las etapas.

El Análisis físico-químico realizado por la Unidad Operativa el resultado es el siguiente : agua ligeramente turbia apta para el consumo humano.

4.1.3 POZOS

Se ubicarán pozos en el barrio Nicrupampa con una profundidad promedio de 80 m., y con un caudal aproximado de 75 l/s.

Este barrio pertenece al casco urbano de la ciudad de Huaraz.

Las características del suelo de la zona es de grava y conglomerado.

El Análisis físico-químico realizado por la Unidad Operativa obtiene los resultados siguientes agua ligeramente dura, pero apta para consumo humano.

Conclusiones :

- Cabe mencionar que los caudales indicadas, de las diversas fuentes, se han obtenido mediante estudios de aforos realizados en época de estiaje, y en épocas de lluvias, por la Unidad Operativa que cuenta SENAPA en la ciudad de Huaraz.
- De acuerdo a la calidad y caudal de las fuentes mencionadas se puede indicar que las tres fuentes cumplen con la producción para el período de diseño, así mismo los análisis efectuados dan a conocer con que tipo de fuentes trabajaremos.
- En cuanto al río Santa, no es posible la utilización de

sus aguas por contener relaves mineros y por que su cauce está ubicado en la cota 2960 m.s.n.m., es la cota más baja que el centro de la ciudad, lo que significa alturas dinámicas de bombeo muy altas.

- El río Quillcay que se forma de la unión de los ríos Paria y Auqui no se puede utilizar este río por que cruza a la ciudad por la parte céntrica, y tiene contaminada ambas orillas porque la población elimina sus desechos (basura) a lo largo de su rivera.

H U A R A Z

SENAP A
DA OPERATIVA - HUARAZ

LABORATORIO - HUARAZ
ANALISIS Nº _____

ANALISIS FISICO Y QUIMICO DEL AGUA RESULTADO DE PROMEDIOS
MENSUAL (AGUA POTABLE)
INFORME GENERAL

REMITENTE	1.- JEFE DE LABORATORIO	2.- JEFE DE LABORATORIO	3.- JEFE DE LABORATORIO
FUENTE ABAS.	<u>DESARENADOR</u>	<u>DESARENADOR</u>	<u>BARRIO - NICRU PAMPA</u>
LUGAR	<u>CAP. RIO PARIÁ</u>	<u>CAP. RIO AUQUI</u>	<u>POZO</u>
RECOLECT. POR	<u>ANDRES CASTILLO</u>	<u>ANDRES CASTILLO</u>	<u>ANDRES CASTILLO</u>

FECHA/ HORA DE:

RECOLECCION

LLEGADA AL LABORAT.

INICIO DE LOS ANALI.

TERMINO DE LOS ANAL.

FUENTE 1	FUENTE 2	FUENTE 3
S	S	S
E	E	E
T	T	T
I	I	I
M	M	M
A	A	A
R	R	R
E	E	E

PARAMETROS

1.-TURBIDEZ

2.-COLOR

3.-TEMPERATURA

4.-OLOR

5.-SABOR

6.-ASPECTO

7.. pH

8.-CONDUCTIV.ELECT.

9.-SOLIDOS DISUELT.

10.-ALCALINIDAD TOT.

11.-ALCALIN.FENOFT.

12.-DUREZA TOTAL

13.-DUREZA CARBONAT.

14.-DUREZA NO CARBO.

15.-CLORO RESIDUAL

16.-CALCIO

17.-MAGNESIO

18.-FIERRO

19.. CLORUROS

20.-HIDROXIDOS

21.-CARBONATOS

22.-BICARBONATOS

23.-COBRE

12.0 NTU	3.0 NTU	1.0 NTU
--	--	--
17.0 °C	17.0 °C	--
N.O.	N.O.	N. O.
N.O.	N.O.	N. O.
--	--	--
7.2	6.2	6.5
20.0 mg/lt.	33.0 mg/lt.	--
32.0 mg/lt.	72.0 mg/lt.	--
15.5 mg/lt.	2.5 mg/lt.	--
0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.
20.0 mg/lt.	14.0 mg/lt.	100.0 mg/lt.
--	--	30.0 mg/lt.
--	--	19.0 mg/lt.
0.4 mg/lt.	0.0 mg/lt.	0.4 mg/lt.
16.0 mg/lt.	26.0 mg/lt.	--
2.0 mg/lt.	18.0 mg/lt.	--
0.6 mg/lt.	0.3 mg/lt.	0.4 mg/lt.
6.0 mg/lt.	8.0 mg/lt.	20.0 mg/lt.
0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.
0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.	0.0 mg/lt.
15.5 mg/lt.	2.5 mg/lt.	--
0.0 mg/lt.	0.05 mg/lt.	--

OBSERVACION 1 : Agua ligeramente turbia, apta para el consumo humano.

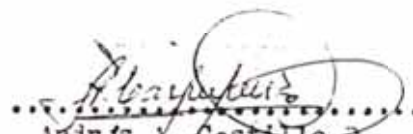
OBSERVACION 2 : ~~ligeramente turbia,~~ apta para el consumo humano.

Observacion : Agua ligeramente turbia, apta para el consumo humano.

ANALISIS REALIZADO POR : Andrés A. Castillo de la Cruz

HUARAZ, 03 DE SEPTIEMBRE DE 1988

CLG


.....
Andrés A. Castillo
JEFE DE LABORATORIO

CAPITULO V

PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS FUENTES DE AGUA POTABLE.

5.1 PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS

El planteamiento de las alternativas depende principalmente de dos factores : las fuentes de producción disponibles y la capacidad instalada.

Las fuentes de producción disponibles en la ciudad de Huaraz se han mencionado en el Capítulo IV.

Se ha considerado un período constructivo de 20 años, dividido tentativamente en dos etapas de 10 años cada una. Se diseñará para la primera etapa (1993 - 2002) y se contemplarán dentro del diseño las ampliaciones de la segunda etapa (2003 - 2012).

De la comparación de las alternativas, utilizando el método del "valor presente", se escogerá la alternativa que presente el menor costo a la cual se ajustará el diseño de acuerdo al período óptimo de cada componente.

De acuerdo a las fuentes disponibles y tratando de aprovechar el mayor porcentaje de la capacidad instalada se plantea las

siguientes alternativas

5.1.1 ALTERNATIVA No. 1; "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO AUQUI".

Aprovechar las aguas del río Auqui mediante la actual captación ubicada en la cota 3202 m.s.n.m. Dicha captación requiere de una pequeña remodelación. Su actual captación que es de 354 l/s de capacidad; satisface los requerimientos de las dos etapas del proyecto.

Dichas aguas serán conducidas hasta el actual desarenador ubicado en la cota 3,202 m.s.n.m. cuya capacidad es de 354 l/s; el cual es suficiente para cubrir los requerimientos de ambas etapas.

Se aprovechará la actual línea de conducción que comprende los tramos siguientes : captación, desarenador, cámara rompe presión No. 1, cámara rompe presión No. 2, cámara de reunión No.1, y hasta la planta de tratamiento que tiene una capacidad de 142 l/s, el cual será ampliada con una nueva línea de conducción que satisface con los requerimientos de ambas etapas.

La actual planta de tratamiento de agua potable está ubicado en la cota 3154 m.s.n.m. camino a Rataquenua con capacidad de 60 l/s. Para tratar todo el caudal de diseño es necesario la construcción de nuevas unidades de tratamiento de agua potable. Emplearemos la actual

planta así mismo las nuevas unidades de acuerdo a los requerimientos de la ciudad de Huaraz.

Se aprovechará los dos reservorios existentes El Batán con una capacidad útil de 1,200 m³ y El Pedregal con una capacidad de 250 m³, ubicado en la cota 3,074 y 3,127 m.s.n.m. respectivamente.

Se construirán los reservorios necesarios para satisfacer los requerimientos de ambas etapas que se ubicarán : uno de los cuales en la planta de tratamiento, y el otro en la parte alta del barrio Bellavista; el cual será llenado mediante una línea de impulsión que partirá de la planta de tratamiento. Para la segunda etapa se construirán dos reservorios, uno en la planta de tratamiento, y el otro en la parte alta del barrio Bellavista.

5.1.2 ALTERNATIVA No. 2 "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS".

Se aprovechará las aguas subterráneas del barrio Nicrupampa, mediante la perforación de varios pozos.

En la primera etapa se perforarán tres pozos los cuales estarán unidos a una línea de impulsión que llevará toda la producción a un reservorio ubicado en la parte alta del barrio de Nicrupampa cuya cota es 3,140

m.s.n.m. Desde este reservorio se unirá a la red mediante una línea de aducción que servirá para ambas etapas cuya capacidad es de 362 l/s.

En la segunda etapa se perforarán dos pozos que estarán unidos a una línea de impulsión que llevará toda la producción a otro reservorio ubicado en la parte alta del barrio Nicrupampa cuya cota es de 3140 m.s.n.m. Desde este reservorio se unirá a la línea de aducción anteriormente citada.

Se aprovechará la actual planta de tratamiento de agua potable ubicado en la cota 3154 m.s.n.m., camino a Rata quenua, con capacidad de 60 l/s, y los reservorios existentes : el Batán, con capacidad útil de 1200 m³ y el Pedregal, con una capacidad útil de 250 m³, ubicados en las cotas 3,074 y 3,127 m.s.n.m., respectivamente.

En la parte alta del Barrio Bellavista se construirá un reservorio que se llenará mediante una línea de impulsión que partirá de la planta de tratamiento actual.

5.1.3 ALTERNATIVA No. 3 'APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO PARIA'.

Se aprovechará las aguas del río Paria mediante la construcción de las siguientes unidades :

Se construirá una caja de captación el cual estará

ubicado en la cota 3189 m.s.n.m. con capacidad de 291 l/s; que satisface los requerimientos de ambas etapas.

Las aguas captadas serán conducidos a un desarenador ubicado en la cota 3185 m.s.n.m.; cuya capacidad es lo que anteriormente se ha mencionado.

Se construirá una línea de conducción que unirá la caja de captación, desarenador, planta de tratamiento y reservorio; esta línea debe cubrir ambas etapas.

Se aprovechará la actual planta de tratamiento ubicada en la cota 3154 m.s.n.m., camino a Rataquenua; con capacidad útil de 60 l/s; y los reservorios existentes: el Batán, con capacidad útil de 1,200 m³ y el Pedregal, con una capacidad útil de 250 m³, ubicados en las cotas 3074 y 3,127 m.s.n.m., respectivamente.

En la parte alta del barrio Bellavista se construirá un reservorio, que se llenará mediante una línea de impulsión que partirá de la planta de tratamiento.

CAPITULO VI

DESARROLLO DE LAS ALTERNATIVAS

6.1 INTRODUCCION

En el desarrollo de las alternativas se utilizará la fórmula de Hazen-William para el diseño de tuberías. Dicha fórmula es la siguiente :

$$Q = 0.000426 \times C_h \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

donde

Q = caudal en l/s

D = diámetro en pulgadas

S = pendiente en milésimas

C_h = constante de H-W

Para el diseño de los diversos elementos se tendrá en cuenta las normas y requisitos de los proyectos de agua potable en localidades urbanas, emitidos por el organismo encargado SENAPA - Ministerio de Vivienda y Construcción y se utilizarán algunos criterios de carácter práctico.

Las redes matrices o primarias se ha calculado con el método

de Hardy Cross para tubería, mediante la computadora teniendo en cuenta las presiones que varían entre los 15 y 50 m de altura de agua.

Las tuberías de relleno o secundarias se irán incrementando a medida que la población futura se instale en las zonas proyectadas de conformidad con el plano regulador.

6.2 ALTERNATIVA No. 1 : "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO AUQUI". (Ver lámina Nro. 2)

6.2.1 CAPTACION

Se aprovechará la actual captación del río Auqui, ubicado en la cota 3203 m.s.n.m. En el aforo realizado en el canal de desviación dió como resultado 346 l/s. Esta capacidad es suficiente para la primera etapa y se ampliará en la segunda etapa.

Etapa	Caudal Máximo Diario	Caudal de Diseño
Primera (1993-2002)	246 l/s	258 l/s
Segunda (2003-2012)	337 "	354 "

En el caudal de diseño de está incluyendo el caudal de lavado de filtros en la planta de tratamiento; el incre

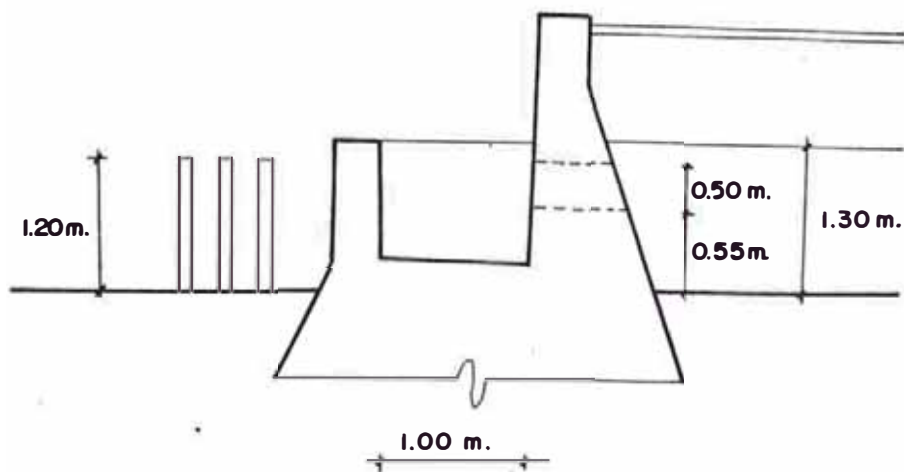
Reemplazando los datos se tiene :

$$Q = \frac{2}{3} \times 0.61 \times 0.5 \times 0.5 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times \frac{(0.97^{3/2} - 0.47^{3/2})}{0.97 - 0.47}$$

$$Q = 570 \text{ l/s}$$

Este caudal es obtenido cuando el nivel de agua está a una altura de 0.71 m del eje de la ventana de captación.

En el esquema siguiente se aprecia una sección transversal en la ventana de captación. En la parte izquierda se aprecia los rieles de acero que sobresalen del lecho del río a una altura de 1.20 m.



Si el nivel de agua (en el canal) se mantiene como mínimo en el nivel superior de la ventana de captación se tendría una altura de agua $H = 0.25$ m; por lo tanto, el caudal teórico sería :

$$Q = \frac{2}{3} \times 0.61 \times 0.5 \times 0.5 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times \frac{(0.5^{3/2} - 0^{3/2})}{0.5 - 0}$$

$$Q = 318 \text{ l/s}$$

Después de estos cálculos la captación requiere de un mejoramiento mediante un barraje, el cual elevará el agua logrando captar el caudal requerido para ambas etapas.

6.2.2 DESARENADOR

Se aprovechará el actual desarenador ubicado a unos 50 m de la captación en la cota de terreno 3201 m.s.n.m.

Los caudales de diseño para las dos etapas :

Etapa I (1993 - 2002)	258 l/s
Etapa II (2003 - 2012)	354 l/s

A continuación se presenta el análisis de la capacidad existente del Desarenador :

Zona de Sedimentación

P = profundidad = 3.20 m
L = largo = 16.5 m
a = ancho = 5.2 m
bl = borde libre = 0.4 m

Se tiene :
$$V_h = \frac{Q}{\Delta_t} \dots\dots\dots(1)$$

Donde V_h = velocidad horizontal

$$\Delta_t = \text{area transversal} = \frac{(P + bl)}{2} \times a$$

Q = caudal

y
$$\frac{V_h}{V_v} = \frac{\Delta_s}{\Delta_t} \quad \text{=====} \quad V_v = \frac{\Delta_t}{\Delta_s} \times V_h \dots(2)$$

Donde: V_v = velocidad de la partícula de sedimentación.

Δ_s = área superficial.

a) Verificación del desarenador para la capacidad de la Etapa I.

Se tiene 258 l/s

Según (1) :
$$V_h = \frac{0.258}{5.2 \times 1.8} \times 100 = 2.75 \text{ cm/s}$$

Segun (2) : $V_v = \frac{5.2 \times 1.8}{5.2 \times 16.5} \times 2.75 = 0.30 \text{ cm/s}$

Se tiene $V_a = k\sqrt{\rho_s - \rho} \dots\dots\dots(3)$

ρ_s = peso específico del sólido

ρ = peso específico del agua

d = diámetro de partícula (cm)

V_a = velocidad de arrastre

De acuerdo a las experiencias T.R. Camp. y teniendo $s = 2.65$ la ecuación (3) se simplifica a :

$$V_a = 161 \sqrt{d} \dots\dots\dots(4)$$

Como $V_v = 0.3 \text{ cm/s}$, de acuerdo a la teoría de sedimentación; sedimentarán las partículas con diámetro mayores a 0.005 cm es decir arena fina, La Ley aplicable es la de Stokes (Régimen laminar). Por lo tanto, aplicando la ecuación (4)

$$V_a = 161 \sqrt{0.005}$$

$$V_a = 11.38 \text{ cm/s}$$

Aplicando un coeficiente de seguridad de la mitad de la velocidad horizontal es :

$$\begin{aligned}V_H &= 0.5 \times V_a \\V_H &= 0.5 \times 11.38 \\V_H &= 5.69 \text{ cm/s}\end{aligned}$$

Como $v_h < v_H$, es decir, $2.75 \text{ cm/s} < 5.69 \text{ cm/s}$ cumple con las recomendaciones y sedimentará partículas con diámetro mayores a 0.005 cm , es decir arena fina.

b) Verificación del desarenador para la capacidad de la Etapa II.

Se tiene $Q = 354 \text{ l/s}$

$$\text{Según (1)} \quad v_h = \frac{0.354}{5.2 \times 1.8} \times 100 = 3.78 \text{ cm/s}$$

$$\text{Según (2)} \quad v_v = \frac{5.2 \times 1.8}{5.2 \times 16.5} \times 3.78 = 0.41 \text{ cm/s}$$

Por lo tanto, de acuerdo a la teoría de sedimentación, sedimentarán las partículas con diámetros mayores a 0.006 cm es decir arena fina, siendo $v_v = 0.41$ la ley aplicable es la de STOKES (Régimen laminar).

Aplicando la ecuación (4) se tiene :

$$v_a = 161 \sqrt{0.006}$$

$$v_a = 12.47 \text{ cm/s}$$

Aplicando un coeficiente de seguridad 1/2 la velocidad horizontal

$$V_H = 0.5 \times 12.47 = 6.24 \text{ cm/s}$$

Como $V_h < V_H$ es decir $3.78 \text{ cm/s} < 6.24 \text{ cm/s}$ cumple con las recomendaciones y sedimentará partículas con diámetro mayores a 0.006 cm, es decir arena fina.

c) Análisis del período de Retención.

A continuación, en el cuadro siguiente, se observa la capacidad del desarenador para las dos etapas de diseño.

Etapa	Caudal de diseño l/s	Area m ²	Volumen m ³	Tasa de escurrimiento m ³ -m ² /día	Período de Retención min
Primera (1992-2002)	258	85.8	275	259.8	17.8
Segunda (2003-2012)	354	85.8	275	356.5	12.9

En este cuadro se observa las características hidráulicas del actual desarenador, en las dos etapas, cuyos parámetros se encuentran dentro del rango de diseño dado por el CEPIS.

De los análisis de a, b, c se concluye que el

desarenador tiene capacidad suficiente para los caudales de diseño de las dos etapas.

En el caudal de diseño se está incluyendo el gasto para el lavado de filtro en la planta de tratamiento. El caudal de lavado de filtros es el 5% más de la multiplicación con el caudal máximo diario.

6.2.3 LINEA DE CONDUCCION (Ver lámina Nro. 3)

A continuación se dan las características físicas e hidráulicas de los tramos de la línea de conducción a considerar :

6.2.3.1 Captación Auqui - Desarenador.

Captación Auqui :

Cota del terreno 3203 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua : 3202 m.s.n.m.

Cota de salida de agua : 3201.45 m.s.n.m.

Desarenador :

Cota del terreno 3201.36 m.s.n.m.

Cota del nivel de agua : 3200.96 m.s.n.m.

Cota de llegada : 3200.76 m.s.n.m.

Tubería tipo Hume

Longitud = 49 m , $\phi = 14''$

Coeficiente $C_H = 100$

$h_f = 3201.45 - 3200.96 = 0.49 \text{ m}$

$$\text{Pendiente hidráulica} = s = \frac{h_f}{L} = \frac{0.49}{0.049} = 10 \%$$

De la fórmula de Hazen-William

$$Q = 0.000426 \times C_H \times D^{2.63} \times S^{0.54} \dots\dots\dots(1)$$

Reemplazando :

$$Q = 0.000426 \times 100 \times 14^{2.63} \times 10^{0.54}$$

$$Q = 153 \text{ l/s}$$

$$V = 1.58 \text{ m/s}$$

Requerimientos :

La máxima capacidad actual no cubre los requerimientos para las dos etapas. Se preve la instalación de un tramo paralelo a la actual línea con las siguientes características :

Longitud = 49 m; $\phi = 14''$ que se obtiene de la ecuación :

$$D^{5/2} = D_1^{5/2} + D_2^{5/2}$$

$$18^{5/2} = 14^{5/2} + D_2^{5/2}$$

$$D_2 = 14''$$

$$\text{Coeficiente} = C_H = 140$$

$$\text{Pendiente hidráulico} = s = 10\%$$

$$Q = 213 \text{ l/s} ; v = 2.21 \text{ m/s}$$

6.2.3.1 Desarenador-Cámara rompe presión No. 1

Desarenador :

$$\text{Cota del terreno} = 3201.36 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de nivel de agua} = 3200.96 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de salida de agua} = 3199.94 \text{ m.s.n.m.}$$

Cámara rompe presión No. 1

$$\text{Cota del terreno} = 3196.5 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota del nivel de agua} = 3195.95 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de llegada de agua} = 3195.10 \text{ m.s.n.m.}$$

Tubería tipo asbesto cemento clase 7.5

$$\text{Longitud} = 400 \text{ m} , \phi = 12''$$

$$\text{Coeficiente } C_H = 140$$

$$h_f = 3199.94 - 3195.95 = 3.99 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente hidráulica} = s = \frac{h_f}{l} = \frac{3.99}{0.40} = 9.98 \%$$

Reemplazando en (1) :

$$Q = 142 \text{ l/s} ; v = 2.0 \text{ m/s}$$

Requerimientos :

La actual línea de conducción no cubre con los requerimientos para las dos etapas. Se preve la instalación de un tramo paralelo a la actual línea cuyas características son las siguientes :

Tubería tipo asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 400 m

Coefficiente = $C_H = 140$

Pendiente hidráulica = $s = 9.98 \%$

Calculando el diámetro :

$$D^{5/2} = D_1^{5/2} + D_2^{5/2}$$

$$18^{5/2} = 12^{5/2} + D_2^{5/2} \quad \text{=====} \quad D_2 = 15''$$

Asumiremos un diámetro : $\phi = 14''$

Reemplazando en (1) :

$Q = 213 \text{ l/s}$; $v = 2.21 \text{ m/s}$

6.2.3.3 Cámara rompe presión No. 1 - Cámara rompe presión No. 2

Cámara rompe presión No. 1

Cota de terreno = 3196.50 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3195.95 m.s.n.m.

Cota de salida de agua = 3195.20 m.s.n.m.

Cámara rompe presión No. 2

Cota de terreno = 3168.00 m.s.n.m.

Cota del nivel de agua = 3167.25 m.s.n.m.

Cota de llegada de agua = 3166.61 m.s.n.m.

Tubería de asbesto cemento clase 7.5

Longitud = 3726 m , $\phi = 14''$

Coefficiente $C_H = 140$

$h_f = 3195.20 - 3167.25 = 27.95$ m

Pendiente hidráulica = $s = \frac{h_f}{L} = \frac{27.95}{3726} = 7.5 \text{ ‰}$

Reemplazando en (1) :

$Q = 183 \text{ l/s}$; $v = 1.90 \text{ m/s}$

Requerimientos :

La máxima capacidad actual no cubre los requerimientos de las dos etapas. Se preve la instalación de un tramo paralelo a la actual línea cuyas características son las siguientes :

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 3726 m

Coefficiente = $C_H = 140$

Pendiente hidráulica = $s = 7.5 \text{ ‰}$

Cálculo del diámetro :

$$D^{5/2} = D_1^{5/2} + D_2^{5/2}$$

$$18^{5/2} = 14^{5/2} + D_2^{5/2} \quad \text{-----} \quad D_2 = 14''$$

El diámetro de la tubería paralela será : $\phi = 14''$

Reemplazando en (1) :

$$Q = 183 \text{ l/s} ; v = 1.90 \text{ m/s}$$

6.2.3.4 Cámara rompe presión No. 2 - Cámara de reunión No. 1

Cámara rompe presión No. 2

Cota de terreno = 3168.0 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3167.25 m.s.n.m.

Cota de salida de agua = 3166.64 m.s.n.m.

Cámara de reunión No. 1

Cota de terreno = 3161.00 m.s.n.m.

Cota del nivel de agua = 3160.16 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3159.92 m.s.n.m.

Tubería de asbesto cemento clase 7.5

Longitud = 732 m , $\phi = 14''$

Coefficiente $C_H = 140$

$$h_f = 3166.64 - 3160.16 = 6.48 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente hidráulica} = s = \frac{h_f}{l} = \frac{6.48}{0.73} = 8.85 \%$$

Reemplazando en (1) :

$$Q = 200 \text{ l/s} ; v = 2.07 \text{ m/s}$$

Requerimientos :

La máxima capacidad actual no cubre los requerimientos de las dos etapas se preve la instalación de un tramo paralelo a la actual línea cuyas características son las siguientes :

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 732 m

Coefficiente = $C_H = 140$

Pendiente hidráulica = $s = 8.85 \%$

Cálculando el diámetro :

$$D^{5/2} = D_1^{5/2} + D_2^{5/2}$$

$$18^{5/2} = 14^{5/2} + D_2^{5/2} \quad \text{=====} \quad D_2 = 14''$$

Reemplazando en (1) :

$Q = 200 \text{ l/s} ; v = 2.07 \text{ m/s}$

6.2.3.5 Cámara de reunión No. 1 - Planta de tratamiento

Cámara de reunión No. 1

Cota de terreno = 3161 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3160.16 m.s.n.m.

Cota de salida = 3160.12 m.s.n.m.

Planta de tratamiento

Cota de terreno = 3157.20 m.s.n.m.

Cota del nivel de agua = 3156.95 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3156.2 m.s.n.m.

Tubería de asbesto cemento clase 7.5

Longitud = 68 m , $\phi = 14''$

Coefficiente $C_H = 140$

$h_f = 3160.12 - 3156.20 = 3.92$ m

Pendiente hidráulica = $s = \frac{h_f}{L} = \frac{3.92}{68} = 0.0576 = 5.76 \%$

Reemplazando en (1) :

$Q = 550$ l/s ; $v = 5.7$ m/s

Requerimiento :

Este tramo está limitado por la velocidad que es muy alto, por lo tanto la velocidad real es 3 m/s, y dá un caudal de 289 l/s el cual cubre la primera etapa, más no así la segunda etapa; es necesario poner una tubería paralela de 8".

6.2.3.6 Planta de tratamiento - Cámara de reunión No. 2

Planta de tratamiento

Cota de terreno = 3149.8 m.s.n.m.

Cota de salida = 3149.0 m.s.n.m.

Cámara de reunión No. 2

Cota de terreno = 3143.2 m.s.n.m.

Cota del nivel de agua = 3142.7 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3142.51 m.s.n.m.

Tubería de tipo de fierro fundido TYTON

Longitud = 60 m , $\phi = 12''$

Coficiente $C_H = 100$

$h_f = 3149.0 - 3142.7 = 6.3$ m

Pendiente hidráulica = $s = \frac{h_f}{l} = \frac{6.3}{0.06} = 105 \text{ ‰}$

Reemplazando en (1) :

$Q = 362 \text{ l/s}$; $v = 5.12 \text{ m/s}$

Requerimiento :

Este tramo está limitado por la velocidad que es muy alto, por lo tanto la velocidad real es 3 m/s, y dá un caudal de 212 l/s que no cubre las dos etapas. Se requiere la instalación de una tubería paralela de 12".

6.2.3.7 Cámara de reunión No.2 - Cámara rompe presión No. 3

Cámara de reunión No.2

Cota de terreno = 3143.2 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3142.7 m.s.n.m.

Cota de salida = 3141.6 m.s.n.m.

Cámara rompe presión No. 3

Cota de terreno = 3082.2 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3081.9 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3081.9 m.s.n.m.

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 587 m , $\phi = 10''$,

Coficiente $C_H = 140$

$h_f = 3141.6 - 3081.6 = 60$ m

Pendiente hidráulica = $s = \frac{h_f}{L} = \frac{60}{0.587} = 102.21\%$

$s = 102.21 \%$

Reemplazando en (1) :

$Q = 310$ l/s ; $v = 6.31$ m/s

Requerimiento :

Este tramo está limitado por la velocidad, que es una velocidad muy alta que ocasionaría corrosión, por lo tanto, su velocidad real es de 3 m/s, lo cual nos daría un caudal de 147 l/s; este caudal no cubre las dos etapas de diseño. Se requiere la instalación de una tubería paralela de 12".

6.2.3.8 Cámara de reunión No.2 - Reservorio "El Pedregal"

Cámara de reunión No. 2

Cota de terreno = 3143.2 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3142.7 m.s.n.m.

Cota de salida = 3141.5 m.s.n.m.

Reservorio "El Pedregal"

Cota de terreno = 3127.2 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3130.0 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3127.7 m.s.n.m.

Tubería tipo fierro fundido TYTON

Longitud = 200 m $\phi = 6''$

Coeficiente = $C_H = 100$

$h_f = 3141.5 - 3130.0 = 11.5$ m

Pendiente hidráulica = $s = \frac{h_f}{l}$

$$s = \frac{11.5}{0.2} = 57.5 \%$$

Reemplazando en (1) :

$$Q = 42 \text{ l/s} \quad ; \quad v = 2.37 \text{ m/s}$$

Requerimiento :

La capacidad de este tramo es suficiente para cubrir la demanda de ambas etapas del período de diseño.

La capacidad de este reservorio es de 250 m^3 . Este tramo tendrá una capacidad de 25.21 l/s de acuerdo a los cálculos de caudal.

6.2.3.9 Cámara rompe presión No.3 - Reservorio "El Batán"

A continuación se dan las características físicas e hidráulicas de los tramos de conducción proyectados,

estos tramos partirán de la cámara rompe presión No. 3 y llegarán al reservorio; los tramos conducirán parte de la producción de la planta de tratamiento, una parte irá al reservorio existente, y la otra parte irá a la red de distribución.

REQUERIMIENTO DE CAUDAL PARA LA II ETAPA

Zona	QMD l./s.	QMH l./s.
Zona Alta	111	145
Zona Pedregal	25.2	33
Zona Baja	154.1	254
Zona Bellavista	6.7	8
	337	440

Esta línea deberá tener una capacidad de conducción de 265.1 l/s los que corresponde al caudal de la Zona Baja 154.1 l/s más el caudal de la Zona Alta 111 l/s, como se detalla en el ídem 6.2.3.7.

Veamos ahora los siguientes tramos

Tramo cámara rompe presión No.3 - Punto de derivación para la parte baja (Zona Pedregal)

Cámara rompe presión No. 3 :

Cota de terreno = 3082 m.s.n.m.

Punto de derivación :

Cota de terreno = 3079 m.s.n.m.

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 100 m $\phi = 10''$

Coefficiente = $C_H = 140$

Pendiente Hidráulica = 30 ‰

Caudal máximo teórico = 159.56 l/s

Requerimiento :

Deberá ponerse una tubería en paralelo de 12" para cumplir con los requerimientos de las dos etapas.

- Tramo punto de derivación - el punto de cambio de diámetro.

Punto de derivación :

Cota de terreno = 3079 m.s.n.m.

Punto de cambio de diámetro :

Cota de terreno = 3077 m.s.n.m.

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 51 m $\phi = 10''$

Coefficiente = $C_H = 140$

Pendiente Hidráulica = 39.24 ‰

Caudal máximo teórico = 184 l/s

Caudal máximo diario = 265.1 l/s

Requerimiento :

Deberá ponerse una tubería en paralelo de 12"

para cubrir con los requerimientos de las dos etapas.

- Tramo Reservorio el Batán - al punto de derivación que va a la cámara rompe presión ubicado en la cota 3040 m.s.n.m. (existente)

Reservorio El Batán :

Cota de terreno = 3074 m.s.n.m.

Punto de derivación :

Cota de terreno = 3053 m.s.n.m.

Longitud = 660 m $\phi = 14''$

Pendiente Hidráulica = 31.8 %

Coefficiente = $C_H = 140$

Caudal máximo teórico = 315 l/s

Requerimiento :

Este tramo es parte de la red en la segunda etapa. La actual tubería cubre el requerimiento de la primera etapa.

- Tramo Reservorio El Batán - Punto de ingreso a la red ubicado en la avenida

Reservorio El Batán

Cota de terreno = 3074 m.s.n.m.

Punto de ingreso a la red de distribución :

Cota de terreno = 3052 m.s.n.m.

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 345 m $\phi = 10''$

Coeficiente = $C_H = 120$

Pendiente Hidráulica = 63.8 ‰

Caudal máximo teórico = 167.2 l/s

Requerimiento :

La actual tubería cumple con los requerimientos de ambas etapas.

6.2.3.10 Planta de tratamiento - Reservoirio a ubicarse en la planta de tratamiento

Cota de terreno = 3149.8 m.s.n.m.

Cota de salida = 3149 m.s.n.m.

Reservoirio proyectado Primera Etapa con una capacidad de 4161 m³ :

Cota de terreno : 3141.5 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3146 m.s.n.m.

Cota de fondo = 3140 m.s.n.m.

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Longitud = 26 m $\phi = 10''$

Coeficiente = $C_H = 140$

Pendiente Hidráulica = 14.6 ‰ (al considerar una longitud equivalente a 26 m por pérdida de carga local).

Caudal máximo teórico = 375 l/s

Requerimiento

Se ampliará con un reservorio a ubicarse en la planta de tratamiento que tendrá las siguientes características :

Para la Segunda Etapa se proyectará un reservorio de 1982 m³ y la línea de conducción tendrá las características siguientes :

Reservorio de 1982 m³ :

Cota de fondo = 3140.5 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3145 m.s.n.m.

Cota de terreno = 3140 m.s.n.m.

Longitud = 21 m $\phi = 10''$

Tubería de asbesto-cemento clase 7.5

Coficiente = $C_H = 140$

Caudal máximo teórico = 376 l/s

6.2.4 LINEA DE IMPULSION

Se proyectará la instalación de una línea de impulsión que partirá del cisterna ubicado en la planta de tratamiento y alimentará al Reservorio Bellavista el cual se ubicará en la parte alta del Barrio Bellavista cuyos requerimientos son los siguientes :

	Caudal de Ingreso
Primera Etapa	3.3 l/s
Segunda Etapa	6.7 l/s

Características de la línea de impulsión (Cisterna a ubicarse en la planta de tratamiento - Reservoirio Bellavista)

Cisterna ubicado en la planta de tratamiento

Cota de terreno = 3152 m.s.n.m.

Cota de fondo = 3149 m.s.n.m.

Volumen útil = 300 m³

Reservoirio Bellavista :

Cota de terreno = 3195 m.s.n.m.

Cota de nivel de agua = 3187.4 m.s.n.m.

Cota de fondo = 3194.2 m.s.n.m.

Volumen útil :

Primera Etapa = 45 m³

Segunda Etapa = 90 m³

Longitud = 180 m

Caudal requerido = 6.7 l/s

Caudal de bombeo = 9 l/s (Por ser 18 horas de bombeo)

Aplicando la fórmula de BRESSE, se tiene

$$D = 1.3 * x^{0.25} * Q^{0.5}$$

Donde :

D = Diámetro tentativo en metros

$$x = \frac{\text{Número de horas de bombeo por día}}{24}$$

Q = Caudal de bombeo m³/seg

Luego :

$$D = 1.3 * \left(\frac{18}{24} \right)^{0.25} * (0.009)^{0.5}$$

$$D = 0.127 \text{ m} = 6''$$

El diámetro de 6", implica una velocidad baja; por lo tanto, reduciremos el diámetro a 4".

Consideremos el parámetro $\frac{L}{D} < 4000$, tubería larga, para el cálculo de la pérdida de carga.

$$L = \frac{180}{0.0254 * 4} = 1771 \text{ tubería corta}$$

Un tramo corto, implica considerar pérdida de carga local. La velocidad será de 1.3 m/s; velocidad admisible en una tubería corta. Luego las características de la línea de impulsión serán :

Tubería de asbesto-cemento clase 7,5

Longitud = 180 m

$$\phi = 4''$$

Caudal de bombeo = 9.0 l/s.

Coefficiente = C_H = 140

Pendiente Hidráulica = 24.2 %

Pérdida de carga = 4.4 m

Cálculo del equipo de bombeo

La cisterna tendrá en su parte lateral el equipo de bombeo que llevará dos electrobombas centrífugas de eje horizontal similares, siendo una de ella de reserva; alternándose el trabajo de las dos unidades.

Potencia teórica de la bomba y motor

Caudal de bombeo = 4.4 l/s en la Primera Etapa; y caudal de bombeo de 9.0 l/s en la Segunda Etapa; con 18 horas de bombeo.

Altura estática = 48.4 m

Pérdida de carga = 4.4 m

Presión de llegada = 2 m

Altura dinámica total = 54.8 m

Eficiencia de la bomba = 50 %

A continuación se muestra la potencia de la bomba y el motor según las etapas de diseño :

Etapa	Potencia	
	Bomba	Motor en HP
Primera	6.4	7.0
Segunda	13.0	14.0

La potencia del motor es un 10% más que la potencia de la

bomba.

6.2.5 PLANTA DE TRATAMIENTO (Ver lámina Nro. 4)

Se aprovechará la actual planta de tratamiento ubicado en el camino hacia Rataquenua, en la cota de terreno 3154 m.s.n.m. Su capacidad es de 60 l/s.

Los requerimientos de ampliación de la planta, según las etapas de construcción, son los siguientes :

Etapa	Capacidad requerida l/s	Capacidad actual l/s	Ampliación l/s
Primera (1993 - 2002)	258	60	198
Segunda (2003 - 2012)	354	258	96

En la capacidad requerida está incluida el caudal necesario para el lavado de los filtros de la planta, este caudal es un 5% más del máximo diario; y de la suma de este, con el caudal máximo diario es el caudal de diseño.

La actual planta de tratamiento consta de un decantador vertical tipo Pulsator, cuatro filtros, galerías de comando, galerías de filtros, salas de dosificación, laboratorio, y áreas administrativas.

La planta sólo tiene capacidad de tratar 60 l/s por lo tanto las obras que deberán implementarse, con el fin de incrementar su capacidad de tratamiento, serán :

- Mezcla rápida

El tipo de resalto hidráulico, en actual operación no es lo más aconsejable, debiendo ser cambiado por su difusor con gradiente de mezcla, comprendido entre 1500 a 4000 s^{-1} y período de retención de 10 s. Esto dará capacidad para tratar el caudal necesario para la Segunda Etapa.

Sedimentador

El actual decantador vertical debe ser transformado a sedimentador acelerado mediante la instalación de módulos o placas inclinadas a 60° , y con una separación de 0.55 m en 32 % del área total con lo cual se podrá tratar hasta 198 l/s.

Para el sedimentador se ha utilizado la regla aproximada de Hasen, para determinar el diámetro de las partículas menores, cuya remoción se espera; utilizaremos la siguiente fórmula :

$$D = 1.2 * F * \sqrt{\frac{Q}{A}} * \sqrt{\frac{100}{3*t + 70}}$$

Donde :

D = Diámetro de las partículas en mm de peso específico de 2.75 con una remoción esperada de 75%

F = Factor de eficiencia de sedimentación (1.19)

Q = Caudal en m^3/s

A = Area del sedimentador m^2

t = Temperatura del agua en $^{\circ}C$ ($10^{\circ}C$)

Determinado el diámetro, permite estimar una velocidad de sedimentación de 0.0154 cm/s.

Carga superficial adoptada = $120 m^3/m^2/día$. Para la Segunda Etapa el área deberá incrementarse en 12% con placas de las mismas características, con la finalidad de tratar 96 l/s que es el requerimiento de la Segunda Etapa.

El sistema de drenaje de lodos se rediseñará implementando mayor número de tolvas.

- Filtros

Será necesario construir un nuevo módulo de filtración constituido por cuatro filtros de $18 m^2$ cada uno, el cual sería del tipo de tasa declinante y autolavado con las características siguientes

Tasa de filtración = $180 - 240 m^3/m^2/día$

Medio filtrante : Tamaño efectivo = 0.55 mm

Coeficiente de uniformidad = 1.5

Espesor de la camada = 0.25 m

Antracita Tamaño específico = 1 mm

Coeficiente de uniformidad = 1.3

Espesor de la camada = 0.45 m

Dren Pre-fabricado

Medio soporte : Grava graduada.

Asimismo, en el plano se presenta el tipo de unidad recomendado.

Para la segunda etapa se considera la implementación de dos unidades de filtración similares a la considerada en la primera etapa.

- Consumo de coagulante

En el cuadro 6.2.5-1 se expone los valores medios de consumo de coagulante para una planta bien operada, que puede variar de acuerdo al diseño y modalidad de operación entre los valores mínimos y máximos.

Así mismo en dicho cuadro se presenta el valor medio utilizado en la actualidad y que es mucho menor a los valores expuestos.

Así mismo en dicho cuadro se presenta el valor medio utilizado en la actualidad y que es mucho menor a los

CUADRO No. 6.2.5-1

CONSUMO DE COAGULANTE

Turbiedad de agua cruda			
Valores Medios	Promedio	Máximo	Mínimo
10	16	21	11
30	21	27	15
50	23	31	18
70	25	34	20
90	27	36	22
110	29	38	23
130	30	39	24
150	31	41	25
170	32	42	26
190	33	43	27
225	34	45	29
275	36	47	31
325	38	49	31
375	39	51	34
425	40	53	35
475	41	54	36
550	43	56	38
650	45	58	40
750	46	60	42
850	48	62	44
950	49	64	45
1125	51	67	48
1375	54	70	51
1625	56	73	53
1875	59	76	56
2250	61	79	59
2750	65	83	63

1.2

a

13.7 mg/lt

valores expuestos.

Estos últimos datos vienen a conformar los altos valores de turbiedad que produce la planta de agua a causa de su mala operación.

6.2.6 ALMACENAMIENTO

En el ítem 3.4.3, se detalla el cálculo de volumen de almacenamiento que equivale al 25% del consumo promedio anual para el período de diseño.

A continuación se indica los requerimientos de almacenamiento de las dos etapas.

Almacenamiento de las dos etapas

Etapa	Requerimiento m ³	Volumen existente m ³	Ampliación m ³
Primera (1993-2002)	5656	1450	4206
Segunda (2003-2012)	7683	5656	2027

Se aprovechará los dos reservorios existentes.

El reservorio El Batán, ubicado en la zona alta del barrio El Pedregal, en la cota de terreno 3074 m.s.n.m. con una capacidad útil de 1200 m³, tiene sus paredes que necesitan

resanar.

El reservorio El Pedregal, ubicado en la cota de terreno 3127.2 m.s.n.m., con una capacidad útil de 250 m³; se encuentra en buenas condiciones. Este reservorio dará servicio al 4.4% de la población en la Primera Etapa, y al 3% en la Segunda Etapa.

Se ha proyectado la construcción de los siguientes reservorios :

Reservorio	Primera Etapa		Segunda Etapa		
	Capaci- dad	Población a servir	Capaci- dad	Amplia- ción	Población a servir
	m ³	%	m ³	m ³	%
Rataquenua (Planta de Tratamiento)	4161	74	6143	1982	81
Bellavista	45	0.2	90	45	0.4

Los reservorios serán circulares, de concreto armado, tipo convencional. Se preve su ampliación, para satisfacer los requerimientos de la Segunda Etapa.

6.2.7 SUMINISTRO DE ENERGIA

Se aprovechará la actual sub-estación transformadora área de capacidad de 100 Kw, ubicado en la planta de

tratamiento.

Se proyectará instalar una sub-estación transformadora terrestre de capacidad de 200 Kw, que junto con la actual, satisfecerá los requerimientos de energía del período de diseño.

6.2.8 LINEA DE ADUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

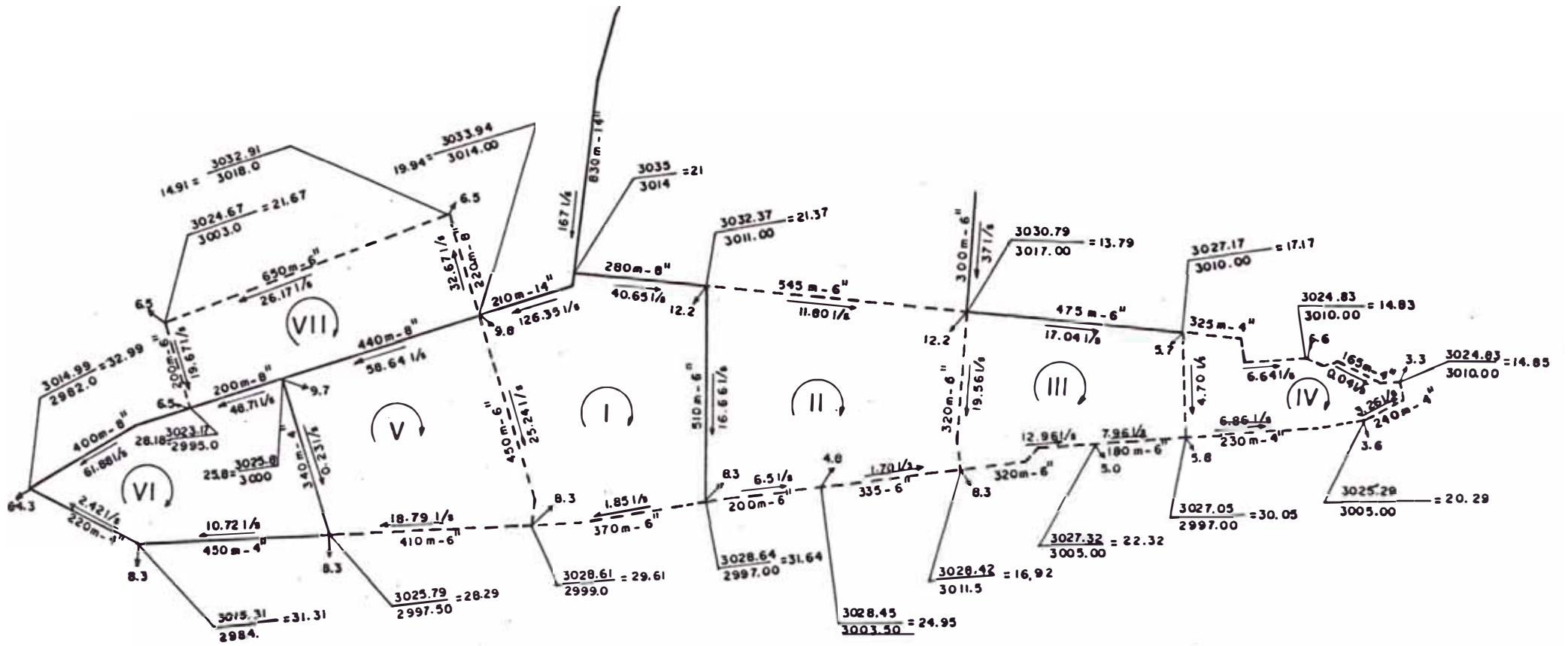
La línea de aducción y la red de distribución se ha diseñado para el caudal máximo horario, cuyo sustento ha sido desarrollado en el ítem 3.4.1.

Para el cálculo de la red se ha utilizado la computadora por el método de Hardy Cross para tuberías; utilizando la fórmula de Hazen-William. Ver los resultados en las siguientes páginas; y las láminas correspondientes a la Primera Etapa y a la Segunda Etapa. (láminas Nro. 5, 6, 7, 8, 9, 10)

6.3 ALTERNATIVA No. 2: "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS" (Ver lámina Nro. 11)

6.3.1 CAPTACION

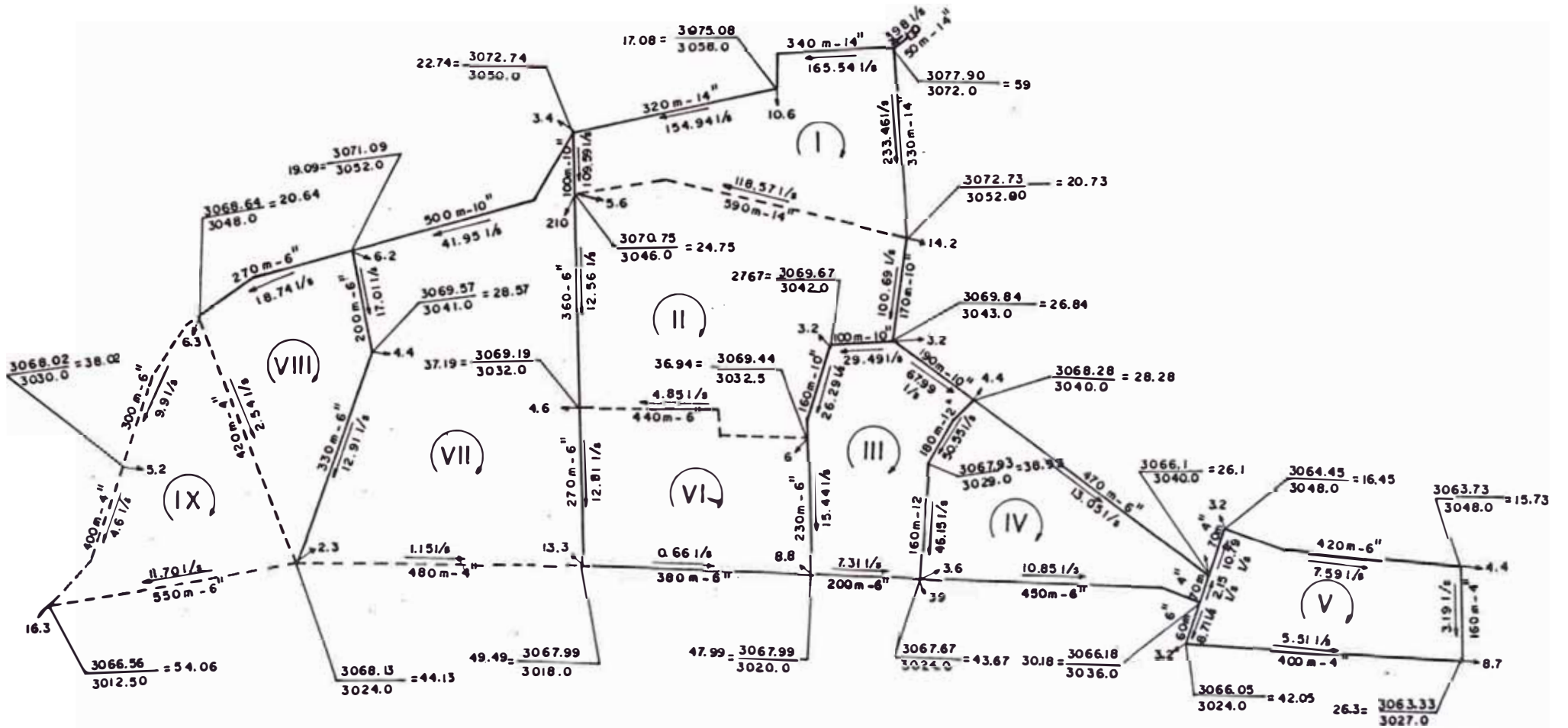
La captación consistirá en el aprovechamiento de aguas subterráneas, para lo cual se perforarán 5 pozos, 3 para la Primera Etapa (P_1 , P_2 , P_3) y 2 para la



LEYENDA

- TUBERIA EXISTENTE
- - - - - TUBERIA PROYECTADA
- $\frac{\text{COTA PIEZOMETRICA}}{\text{COTA TERRENO}}$ PRESION MANOMETRICA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL		
PLANO:	CROSS ALTERNATIVAS N° 1,2,3 I ETAPA - ZONA BAJA	LAMINA N°: 6
BACHILLER:	ESCALA	FECHA
JORGE DELGADO PEREZ.		

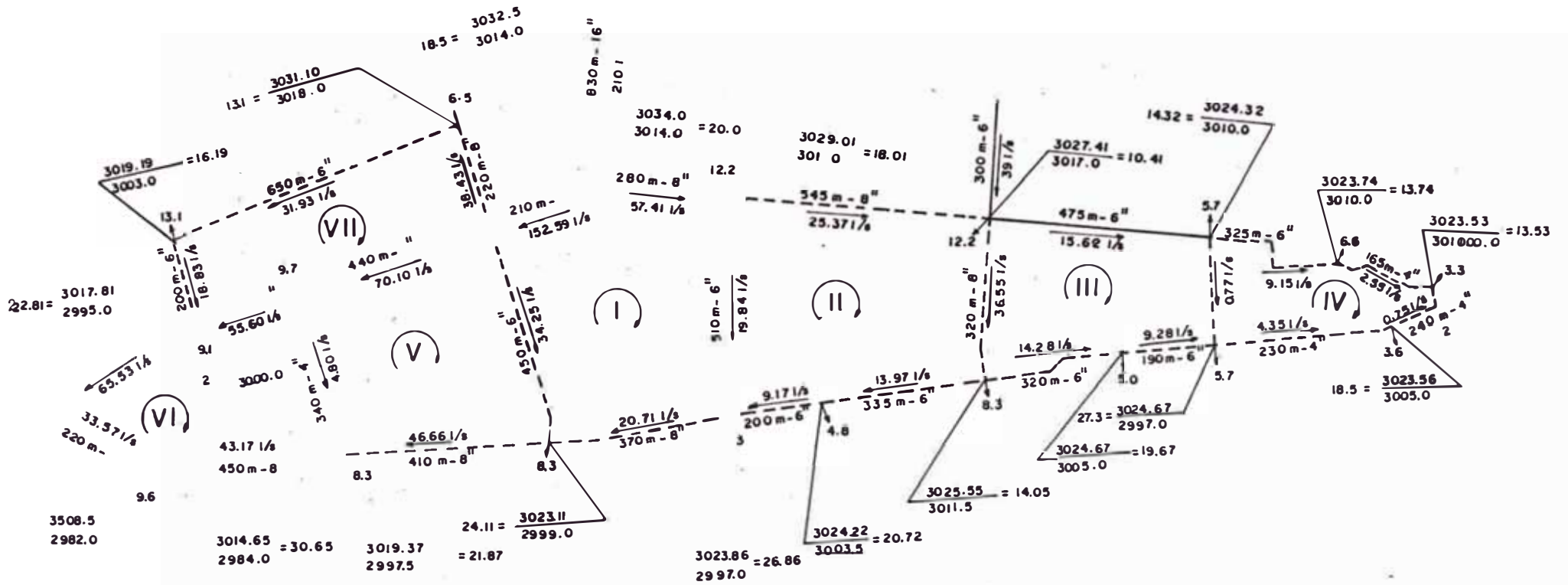


LEYENDA

- TUBERIA EXISTENTE
- TUBERIA PROYECTADA

$\frac{\text{COTA PIEZOMETRICA}}{\text{COTA TERRENO}} = \text{PRESION MANOMETRICA}$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL		
PLANO	CROSS ALTERNATIVAS N° 1,2,3 II ETAPA - ZONA ALTA	
BACHILLER		
JORGE DELGADO PEREZ	ESCALA	FECHA



LEYENDA

- TUBERIA EXISTENTE
- TUBERIA PROYECTADA
- COTA PIEZOMETRICA = PRESION MANOMETRICA
COTA DE TERRENO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL		
PLANO	CROSS ALTERNATIVAS N° 1,2,3 II ETAPA - ZONA BAJA	LAMINA N° 9
BACHILLER	ESCALA	FECMA
JORGE DELGADO PEREZ		

Segunda Etapa (P_4 y P_5); la zona elegida para la captación de Nicrupampa y los requerimientos de las dos etapas son como sigue :

Etapa	Fuente	Qmd l.p.s.	Q de diseño l.p.s. *
Primera (1993-2002)	P.de tratamiento 3 pozos	60 165	60 (existente) 220
Segunda (2003-2012)	2 pozos	112	149
Total	5 pozos	337	

* Para los pozos se dá un régimen de bombeo de 18 horas, por tanto :

$$Q_{B1} = 165 \times \frac{24}{18} = 220 \text{ l.p.s}$$

$$Q_{B2} = 112 \times \frac{24}{18} = 149 \text{ l.p.s}$$

6.3.2 LINEA DE IMPULSION Y EQUIPO DE BOMBEO PARA IMPULSAR EL AGUA DE LOS POZOS AL RESERVORTO

Primera Etapa

Para hacer los cálculos de los distintos ramales de la línea de impulsión, que va a llevar el agua de los pozos hacia el reservorio, usaremos la lámina No. 11.

Cálculo hidráulico :

Tramo P₁ - A ;

Aplicando la fórmula de Bresse, obtenemos :

$$D_0 = 1.3 \times \left(\frac{18 \text{ } 1/4}{24} \right) \times 73 \times 10^{-3} = 0.3268 \text{ m} = 14''$$

Lo que nos dá una velocidad de 0.74 m/seg. Se considera adecuado por ser tubería corta.

$$S = \left(\frac{Q}{.2785 \times C_H \times D^{2.63}} \right)^{1.85} =$$

$$S = \left(\frac{73 \times 10^{-3}}{.2785 \times 130 \times (0.0254 \times 14)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0170$$

$$C_H = 130$$

$$h_f = L \times s = 370 \times 0.0170 = 0.63 \text{ mt.}$$

Teniendo en consideración igual producción de los pozos, los ramales P₂ - A, P₃ - B, P₄ - C y P₅ - C tendrán un $\phi = 14''$, y una gradiente hidráulica de 1.7% .

La pérdida de carga de los pozos P₂ y P₃, a los puntos de empalme con la línea de impulsión en A y B respectivamente será : $h_f = 20 \times .001705 = 0.03 \text{ m.}$

Tramo A-B

$$Q_B = 146 \text{ l./s.}$$

$$D_o = 1.3 \times \left(\frac{18}{24} \right)^{1/4} \times .146 = 18''$$

Nos dá una velocidad de 0.88 m/seg. Se considera adecuada por ser tubería corta.

Pérdida de carga en el tramo A-B.

Para $Q = 146$ l.p.s.

$$S = \left(\frac{.146}{0.2785 \times 130 \times (0.0254 \times 18)^{2.63}} \right)^{1.85} = 1.675 \times 10^{-3}$$

$$h_f = 260 \times 1.675 \times 10^{-3} = 0.44 \text{ m}$$

Tramo B-Reservorio

$Q_B = 220$ l./s.

$$D_o = 1.3 \times \left(\frac{18}{24} \right)^{1/4} \times .220 = 24''$$

Con lo cual se obtiene una velocidad de 0.76 m/seg. Se considera adecuada por ser tubería corta.

Para $Q = 220$ l.p.s.

$$S = \left(\frac{.220}{0.2785 \times 130 \times (0.0254 \times 24)^{2.63}} \right)^{1.85} = 8.823 \times 10^{-4}$$

$$h_f = 755 \times S = 755 \times 8.823 \times 10^{-4} = 0.66 \text{ m.}$$

Pérdida de carga acumulada de cada pozo al reservorio.

La profundidad a considerarse en cada pozo es de 70 m.

$$\text{HDT} = \text{HDP} + \text{DCot} + h_f$$

HDT = altura dinámica total

HDP = altura dinámica del pozo

Dcot = diferencia de cotas

h_f = pérdida de carga

$$P_1 : h_f = 0.63 + 0.44 + 0.66 = 1.73 \text{ m}$$

$$\text{HDT} = 70 + 126.4 + 1.73 = 198.13 \text{ m}$$

$$P_2 : h_f = 0.03 + 0.44 + 0.66 = 1.13 \text{ m}$$

$$\text{HDT} = 70 + 119.3 + 1.13 = 190.43 \text{ m}$$

$$P_3 : h_f = 0.03 + 0.66 = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{HDT} = 70 + 106.7 + 0.69 = 177.39 \text{ m}$$

Resumen :

Tubería asbesto-cemento, clase 15.

$$C_H = 130$$

$$\emptyset 14'' = 410 \text{ m.}$$

$$\emptyset 16'' = 60 \text{ m.}$$

$$\emptyset 18'' = 260 \text{ m.}$$

$$\emptyset 24'' = 755 \text{ m.}$$

Cálculo de los equipos de bombeo [:

$$\text{Para } P_1 : \text{Pot. bomb.} = \frac{73.3 \times 198.13}{0.5 \times 75} = 387 \text{ HP}$$

$$\text{Pot. motor} = 1.1 \times \text{Pot. bomb.} = 426 \text{ HP}$$

$$\text{Para } P_2 : \text{Pot. bomb.} = \frac{73.3 \times 190.43}{0.5 \times 75} = 372 \text{ HP}$$

$$\text{Pot. motor} = 1.1 \times \text{Pot. bomb.} = 409 \text{ HP}$$

$$\text{Para } P_3 : \text{Pot. bomb.} = \frac{73.3 \times 177.35}{0.5 \times 75} = 346 \text{ HP}$$

$$\text{Pot. motor} = 1.1 \times \text{Pot. bomb.} = 381 \text{ HP}$$

6.3.3 SUB-ESTACION TRANSFORMADORA PARA CADA POZO.

Para cada sub-estación transformadora se considerará un adicional del 15% para usos diversos, como conexiones, toma corrientes, etc. Cada sub-estación debe suministrar como sigue :

$$P_1 = 426 \times 1.15 \times 0.745 = 365 \text{ kw}$$

$$P_2 = 409 \times 1.15 \times 0.745 = 350 \text{ kw}$$

$$P_3 = 381 \times 1.15 \times 0.745 = 326 \text{ kw}$$

6.3.4 RESERVORIO APOYADO EN LA ZONA ALTA DE NJCRUPAMPA.

Se construirá un reservorio apoyado de 4161 m³ de capacidad, ubicado en : cota de terreno 3140 m.s.n.m.
cota de nivel de agua 3144.7 m.s.n.m.
cota de fondo 3137.5 m.s.n.m.

En la 2da. Etapa se construirá un reservorio apoyado en la misma zona con la capacidad de 2027 m³.

6.3.5 LINEA DE IMPULSION Y EQUIPO DE BOMBEO

Cisterna existente en la planta de tratamiento; y mediante una línea de impulsión unirá : la cisterna con el reservorio de Bellavista. Igual a la alternativa No. 1.

6.3.6 SUB-ESTACION TRANSFORMADORA PARA LA LINEA DE IMPULSION

Para el funcionamiento del motor se necesita 14 HP de potencia más 15% para otros usos o sea 16.1 HP.

$$16.1 \text{ HP} = 16.1 \times (0.745) \text{ kw} = 12 \text{ kw}$$

La sub-estación transformadora deberá suministrar 12 kw.

6.3.7 RESERVORIO APOYADO UBICADO EN BELLAVISTA (SOLO EN LA PRIMERA ETAPA)

Igual a la alternativa No.1.

SEGUNDA ETAPA

Captación

Estará constituida por 2 pozos (P_4 y P_5), ver gráfico "Alternativa No. 2", de los cuales se bombeará al reservorio Nicrupampa.

Línea de impulsión y equipo de bombeo

Para calcular la línea de impulsión y el equipo de bombeo efectuará los siguientes cálculos :

Cálculo hidráulico :

Tramo P_4 - C

Teniendo en cuenta la misma producción de los pozos de la primera etapa, los ramales P_4 -C y P_5 -C, tendrán un ϕ 14" y una gradiente de 1.6 ‰ , una longitud = 340 m. y $h_f = 0.54$ m.

Tramo C - reservorio

El $\phi = 18$ ", $V = 0.91$ m/seg y una gradiente de 1.7 ‰ para un $Q = 149$ l.p.s. una longitud = 740 m y $h_f = 1.25$ m.

Pérdida de carga acumulada de cada pozo al reservorio

Siguiendo la misma secuencia de la Primera Etapa, tenemos :

SEGUNDA ETAPA :

$$P_4 : h_f = 0.54 + 1.25 = 1.79 \text{ m}$$
$$\text{HDT} = 70 + 106.5 + 1.79 = 178.29 \text{ m}$$

$$P_5 : h_f = 0.34 + 1.25 = 1.59 \text{ m}$$
$$\text{HDT} = 70 + 93.2 + 1.59 = 164.79 \text{ m}$$

Resumen de tuberías :

Tuberías de asbesto-cemento, clase 15, $C_H = 130$

ϕ 14" = 320 m.

ϕ 16" = 40 m.

ϕ 18" = 740 m.

Cálculo de los equipos de bombeo :

$$\text{Para } P_4 \quad \text{Pot. bomb.} = \frac{178.29 \times 74.5}{0.5 \times 75} = 354 \text{ HP}$$

$$\text{Pot. motor} = 1.1 \times \text{Pot. bomb.} = 389 \text{ HP}$$

$$P_5 \quad \text{Pot. bomb.} = \frac{164.79 \times 74.5}{0.5 \times 75} = 327 \text{ HP}$$

$$\text{Pot. motor} = 1.1 \times \text{Pot. bomb.} = 360 \text{ HP}$$

Sub-estación transformadora para cada pozo

Para cada sub-estación transformadora se considerará un

adicional de 15 % para usos diversos, como conexiones, toma corrientes, etc. La sub-estación debe suministrar :

$$P_4 : 389 \times 1.15 \times 0.745 = 334 \text{ kw}$$

$$P_5 : 360 \times 1.15 \times 0.745 = 309 \text{ kw}$$

6.3.8 LINEA DE ADUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

La línea de aducción será diseñada para una capacidad que satisfaga las necesidades de la 2da. etapa

Requerimiento :

Para la 2da. etapa : $Q_{md} = 337 \text{ l./s.}$

$Q_{mh} = 440 \text{ l./s.}$

El caudal que trata la planta es de 60 l./s., existiendo un déficit de 277 l./s.

En consecuencia la línea de aducción deberá ser diseñada para conducir 362 l./s., como caudal máximo horario, para todo el año 2012. Ver los tramos en el siguiente cuadro :

TRAMOS DE LA LINEA DE ADUCCION

Tramos		Cota del terreno		L	Q	∅	h _f	P final
del	al	Inic.	Final	m	l/s		m	m
Res. Nicrupampa	CRP No5	3140	3090	130	362	18"	1.0	49.0
CRP No5	1	3090	3055	550	362	18"	4.2	30.8
1	2	3055	3048	70	152	14"	0.6	37.2
2	Res. El Batán	3048	3074	660	110	14"	2.0	9.2
1	CRP No4	3055	3040	150	210	12"	4.8	41.0

La ubicación de los reservorios de Nicrupampa se ha determinado teniendo en cuenta el plano regulador urbano de la ciudad de Huaraz, en tal forma que se pueda atender las necesidades de consumo de la zona de Nicrupampa; se aprovechará el reservorio "El Batán" y la cámara rompe presión existente en la cota 3040 m.s.n.m. para regular las presiones en la zona alta y baja, así como en la zona de expansión.

Las redes de distribución primarias se calcularán por el método de Hardy Cross, utilizando la computadora. Para las redes secundarias se irán incrementando de acuerdo a la expansión urbana. Los resultados se dan en el ítem 6.2.8.

6.4 ALTERNATIVA No 3 : "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO PA-
RIA" (Ver lámina Nro. 12)

Caudales requeridos para el desarrollo de la Alternativa No.3

Etapa	Producción actual l/s	QMD Total l/s	QMD Requerido l/s	Caudal de di-seño l/s
I Etapa	60	245	185	194
II Etapa	60	337	277	291

La línea de conducción entre la captación y la Planta de Tratamiento deberá conducir 194 l/s y 291 l/s, para cada etapa; incluyendo el 5% para lavado de los filtros; y la línea de conducción de la Planta de Tratamiento al reservorio deberá conducir 185 l/s y 277 l/s para cada etapa.

Desarrollo : Primera Etapa

6.4.1 CAPTACION

Consiste en el aprovechamiento de las aguas del río Paria, esta estructura estará diseñada para los requerimientos de las dos etapas, o sea para 291 l/s, ya que se considera agua para lavados de filtros y está ubicado en la cota de terreno de 3189 m.s.n.m., habiéndose considerado como cota del nivel de agua 3189 m.s.n.m.

6.4.2 DESARENADOR

En la cota de terreno 3185 m.s.n.m. se instalará un desarenador para un período de retención de 30' cuyas características son las siguientes

Pérdidas de carga en el tramo

$$\text{Carga disponible} = 3189 - 3185 = 4 \text{ m}$$

$$\text{Cota de llegada} = 3185 + 1.2 = 3186.2 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Período de retención} = 30'$$

$$\text{Tasa de operación del desarenador} = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$A_s = \frac{Q}{R} = \frac{291 * 86400}{40000}$$

$$A_s = 629 \text{ m}^2 \quad \begin{array}{l} a = 21 \text{ m} \\ b = 30 \text{ m} \end{array}$$

Con el período de retención de 30' = 0.0208 días

$$\text{Volumen} = Q * t$$

$$V = \frac{291 * 86400}{1000} * 0.0208$$

$$V = 522 \text{ m}^3$$

$$h = \frac{V}{A_s} = \frac{522}{629} = 0.83 \text{ m}$$

Adaptamos $h = 1.20 \text{ m}$

En consecuencia

$$a = 14.5 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ m}$$

$$h = 1.2 \text{ m}$$

Luego se tiene :

$$\text{Cota de terreno} = 3185 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de llegada} = 3186.2 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de borde libre} = 3186.4 \text{ m.s.n.m.}$$

6.4.3 LINEA DE CONDUCCION

Con los caudales de diseño anteriormente descrito se harán los siguientes tramos

6.4.3.1 Captación Paria - Desarenador

Se instalará una tubería de asbesto-cemento clase 15 con las siguientes características, con capacidad para las dos etapas :

Captación

$$\text{Cota de terreno} = 3189 \text{ m.s.n.m.}$$

Desarenador

$$\text{Cota de terreno} = 3185 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de llegada} = 3186.2 \text{ m.s.n.m.}$$

$$L = 160 \text{ m} \quad C_h = 140$$

$$s = 19.4 \%$$

$$Q = 291 \text{ l/s}$$

$$\phi = 16''$$

6.4.3.2 Desarenador - Planta de Tratamiento

Se instalará una tubería de asbesto-cemento, clase 15 con las siguientes características, con capacidad para las dos etapas :

Desarenador

Cota de terreno = 3185 m.s.n.m.

Cota de llegada = 3186.2 m.s.n.m.

Cota de salida = 3185 m.s.n.m.

Planta de Tratamiento

Cota de terreno = 3182 m.s.n.m.

L = 165 m $C_h = 140$

s = 18.1 ‰

Q = 291 l/s

$\phi = 16''$

6.4.3.3 Planta de Tratamiento - Reservorio

Planta de Tratamiento

Cota de terreno = 3182 m.s.n.m.

Cota de salida = 3177.7 m.s.n.m.

Reservorio

Cota de terreno = 3140 m.s.n.m.

L = 990 m $C_h = 140$

s = 38.08 ‰

Q = 277 l/s

$\phi = 16''$

Requerimiento

El caudal será de acuerdo al cálculo efectuado, no se considera el 5% adicional; esta línea debe cubrir las dos etapas de diseño.

6.4.4 PLANTA DE TRATAMIENTO

Para la Primera Etapa se proyecta una planta de tratamiento para tratar un caudal de 185 l/s más un caudal adicional de 5 % para el lavado de los filtros ($Q_{\text{diseño}} = 194 \text{ l/s}$).

La planta de tratamiento contará de las siguientes unidades:

Mezcla rápida similar a la Alternativa No. 1

Sedimentador se proyecta un sedimentador acelerado con placas inclinada a 60°, con una separación de 0.55 m para tratar un caudal de 194 l/s y con una carga superficial de 120 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. Asumiendo como velocidad de sedimentación 0.154 m/seg (propuesta en la Alternativa No 1) de acuerdo a la fórmula aproximada de Hazen se obtiene una velocidad media de 0.82 m/seg para un tiempo de retención de 2.48 minutos, para una temperatura de 10°C, utilizando placas de asbesto-cemento de 2.44 x 0.01 m , se obtiene una velocidad media de 0.82 m/seg, para un tiempo 2.48 minutos en los módulos.

El área de cada sedimentador (2 unidades) será

$$A = \frac{0.194 * 86,400}{2 * 120} = 70 \text{ m}^2$$

Como los módulos tienen un ancho útil de 2.40 m, la longitud del sedimentador será de 13.5 m.

Para la Segunda Etapa, se requiere un área de 36 m² (2 unidades) con una longitud de 7.5 m.

Filtros igual a la Alternativa No. 1.

Infraestructura : se construirá la infraestructura necesaria tales como : cerco, vías de acceso, casa de química, casa del operador, caseta de guardianía.

6.4.5 ALMACENAMIENTO

Igual a la Alternativa No. 2, ídem. 6.3.4 y 6.3.7

6.4.6 SUMINISTRO DE ENERGIA

Igual a la Alternativa No. 1, ídem. 6.2.7

6.4.7 LINEA DE IMPULSION Y EQUIPO DE BOMBEO

Igual a la Alternativa No. 1, ídem. 6.2.4

6.4.8 LINEA DE ADUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

Igual a la Alternativa No. 2, ídem. 6.3.8

Ampliación de estos componentes para la segunda Etapa (2003-2012)

a) Planta de Tratamiento :

Ampliar la planta de tratamiento para incrementar su capacidad a 96 l/s, el que será aumentado en un 5 % para el lavado de filtros con lo que llegaría a 101 l/s.

b) Almacenamiento :

Igual a la Alternativa No. 2. ídem 6.3.4

CAPITULO VII

METRADO Y PRESUPUESTO DE LAS ALTERNATIVAS

En este capítulo, se hará el análisis comparativo de los metrados y presupuestos de las diferentes alternativas planteadas, como solución al abastecimiento de Agua Potable para la ciudad de Huaraz.

Los metrados y presupuestos se harán solamente en base a los elementos no comunes de las alternativas; sólo para los costos de inversión inicial.

Una vez determinada la alternativa de mínimo costo se calculará los metrados y presupuestos en forma general para determinar la inversión inicial.

Las alternativas consideradas están en el siguiente orden se considera los metrados y presupuesto de la Primera y Segunda Etapa :

7.1 ALTERNATIVA No. 1.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO AUQUJ"

7.2 ALTERNATIVA No. 2.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRA-
NEAS"

7.3 ALTERNATIVA No. 3.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO
PARIA"

Los precios promedios son del Mes de Agosto de 1989.

7.1.- Alternativa No. 1.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO AUQUI"

Metrado y presupuesto primera Etapa .- Alternativa No. 1

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Caja de Captación					
1.1 Ampliación del canal de derivación y remplazo de compuerta metálica	A todo costo				15'938,300
2.- Línea de Conducción					
2.1 Adquisición e instalación a todo costo, de tuberías de asbesto-cemento, clase 7.5 kg/cm2 de:					
12"	m.	950	134,750	128'012,500	
14"	m.	4,907	189,000	927'423,000	105'535,500
3.- Planta de Tratamiento.					
3.1 Ampliación de la actual planta de tratamiento en una capacidad de 198 l/s.	l/s	198	3'570,000	706'860,000	706'860,000
4.- Almacenamiento.					
4.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado, con un volumen útil de 4,206 m3.	m3	4,206	196,000	824'376,000	824'376,000
5.- Sub-estación transformadora					
5.1 Adquisición e instalación de una sub-estación transformadora terrestre con una capacidad de 200 kw incluido poste, cableados y aisladores. A ubicarse en la planta de tratamiento	A todo costo				47'813,500
				TOTAL	2,650'423,300

Metrado y Presupuesto Segunda Etapa - Alternativa Nº 1

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Planta de Tratamiento					
1.1 Ampliación de la planta de tratamiento tipo convencional en una capacidad de 96 l/s	l/s	96	3'570,000	342'720,000	342'720,000
2.- Almacenamiento					
2.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado, con un volumen útil de 2,027 m3.	m3	2,027	196,000	397'292,000	397'292,000
3.- Línea de conducción					
3.1 Adquisición e instalación a todo costo, de tubería de asbesto-cemento, clase 7.5 kg/cm2 de : 8"	m	68	82,500	5'610,000	5'610,000
				TOTAL	745'622,000

7.2.- Alternativa No.2 - "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS"

Metrado y Presupuesto Primera Etapa - Alternativa No.2

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Captación de agua subterránea					
1.1 Perforación de tres pozos profundos de 80 m. de profundidad c/u de nivel dinámico de 70 m. bajo el nivel del terreno.	m	240	2'550,100	612'024,000	612'024,000
2.- Equipos de bombeos.					
2.1 Adquisición e instalación de tres (3) equipos de bombeos, electrobombas tipo turbina, de eje vertical para un Q = 75 l/s de: P-1) 387 Hp y HDT = 198 m. P-2) 372 Hp y HDT = 190 m. P-3) 346 Hp y HDT = 177 m.	Hp.	387	1'575,000	609'525,000	
	Hp.	372	1'575,000	585'900,000	
	Hp.	346	1'575,000	544'950,000	1,740'375,000
2.2 Accesorios de las electrobombas tales como : canastilla, tubería de succión, tubería de descarga, transmisión, válvulas check, codos, manómetros, etc.	A todo costo			37'796,500	793'726,500

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
3.- Caseta de bombeo.					
3.1 Construcción de tres (3) casetas de bombeo con muros de ladrillos y techo aligerado Inclinado s=2%.	U.	3	28'686,000	860'580,000	
3.2 Adquisición e Instalación de tres (3) equipos de clorinación balanza dosificada y balones de cloro.	U.	3	9'562,000	28'686,000	114'744,000
4.- Sub-estación transformadora					
4.1 Tres (3) sub-estaciones transformadoras aéreas para los pozos P-1, P-2, P-3 de 365, 350, 326 kw respectivamente.	U.	3	191'257,500	573'772,500	573'772,500
5.- Línea de impulsión de los tres (3) pozos al reservorio.					
5.1 Movimiento de tierras : excavación de zanjas, relleno, compactación y eliminación de desmontes.	m.	1,485	12,600	18'711,000	
5.2 Adquisición de tuberías de asbesto-cemento, clase 15, Ch = 130 de :					
14"	m.	410	175,000	71'750,000	
16"	m.	60	217,000	13'020,000	
18"	m.	260	262,500	68'250,000	
24"	m.	755	420,000	317'100,000	
5.3 Transporte de las tuberías de asbesto-cemento, clase 15, Ch = 130.	Estimado			64'963,500	
5.4 Instalación de tuberías, válvulas, accesorios y realización de pruebas hidráulicas	Estimado			32'480,000	586'274,500
6.- Almacenamiento.					
6.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado, con un volumen útil de : 4,206 m ³ .	m ³	4,206	196,000	824'376,000	824'376,000
7.- Línea de aducción					
7.1 Adquisición e Instalación a todo costo de tuberías de asbesto-cemento, clase 15 de :					
14"	m.	70	175,000	12'250,000	
18"	m.	680	262,500	178'500,000	190'750,000
				TOTAL	5,436'042,500

Metrado y Presupuesto Segunda Etapa - Alternativa Nº 2

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Captación de agua subterránea.					
1.1 Perforación de dos (2) pozos profundos de 80 m. de profundidad c/u y de nivel dinámico de 70 m., bajo el nivel del terreno.	m.	160	2'550,100	408'106,000	408'016,000
2.- Equipos de bombeos.					
2.1 Adquisición e instalación de dos (2) equipos de bombeos, electrobombas, tipo de turbina de eje vertical para Q = 75 l/s					
P - 4) 354 Hp y HDT = 178 m.	Hp.	354	1'575,000	557'550,000	-
P - 5) 327 Hp y HDT = 165 m.	Hp.	327	1'575,000	515'025,000	1,072'575,000
2.2 Accesorios de dos electrobombas tales como : canastilla, tubería de succión, tubería de descarga, transmisión, válvulas check, codos, manómetros, etc.	A todo costo		-	39'639,600	436'035,600
3.- Caseta de bombeo.					
3.1 Construcción de dos (2) casetas de bombeo con muros de ladrillos y techos aligerados inclinados s = 2%.	U.	2	28'686,000	57'372,000	-
3.2 Adquisición e instalación de dos (2) equipos de clorinación, balanza dosificadora y balones de cloro.	U.	2	9'562,000	19'124,000	76'496,000
4.- Sub-estación transformadora.					
4.1 Dos (2) sub-estaciones transformadoras aéreas para los pozos P-4, P-5; de 334 kw. y 305 kw. respectivamente.	U.	2	191'257,500	382'515,000	382'515,000
5.- Línea de impulsión de los dos (2) pozos al reservorio.					
5.1 Movimientos de tierras, excavación de zanjas, relleno, compactación y eliminación de desmontes.	m.	1,100	12,600	13'860,000	-
5.2 Adquisición de tuberías de asbesto - cemento, clase 15, Ch = 130 de :					
14"	m.	320	175,000	56'600,000	-
16"	m.	40	217,000	8'680,000	-
18"	m.	740	262,500	194'250,000	-
5.3 Transporte de las tuberías de asbesto-cemento, clase 15, Ch = 130.	Estimado		-	30'107,000	-

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
5.4 Instalación de tuberías, válvulas accesorios y realización de pruebas hidráulicas.	Estimado		-	15'053,500	317'950,000
6.- Almacenamiento.					
6.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado, con un volumen útil de 2,027 m ³ .	m ³ .	2,027	196,000	397'292,000	397'292,000
				TOTAL	3,090'880,100

7.3 Alternativa Nº 3.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO PARIA"

Metrado y Presupuesto Primera Etapa - Alternativa Nº 3

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Caja de captación.					
1.1 Construcción de una bocatoma lateral de boraje, incluido caja de válvula.	A todo costo		-	-	3'185,000
2.- Desarenador.					
2.1 Construcción de un desarenador para un Q = 291 l/s.	l/s	291	150,000	43'650,000	43'650,000
3.- Línea de conducción.					
3.1 Adquisición e instalación a todo costo de tuberías de asbesto-cemento clase 15 de : 16"	m.	1,315	217,000	285'355,000	285'355,000
4.- Planta de tratamiento.					
4.1 Similar a la considerada en la alternativa Nº 1, para una capacidad de 194 l/s, incluyendo desarenador.	l/s	914	35'700,000	692'580,000	-
4.2 Sub-estación transformadora. Idem a la Alternativa Nº 1.	A todo costo		-	47'813,500	-
4.3 Construcción de : cercos, caseta de química, oficinas, casa del operador, puesto de guardiana, camino de acceso, etc.	Estimado		-	117'444,000	857'837,500

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
5.- Línea de aducción.					
5.1 Adquisición e instalación a todo costo de tubería de asbesto-cemento, clase 15 de :					
14"	m.	70	175,000	12'250,000	-
18"	m.	680	262,500	178'500,000	190'750,000
6.- Almacenamiento.					
6.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado con un volumen útil de 4,206 m ³ .	m ³ .	4,206	196,000	989'251,200	989,251,200
				TOTAL	2,370,028,700

Metrado y Presupuesto Segunda Etapa - Alternativa Nº 3

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Planta de tratamiento.					
1.1 Ampliación de la planta de tratamiento para una capacidad de 101 l/s.	l/s	101	3'570,000	360'560,000	360'570,000
2.- Almacenamiento.					
2.1 Construcción de un reservorio circular apoyado de concreto armado con un volumen útil de 2,027 m ³ .	m ³ .	2,027	196,000	397'292,000	397'292,000
				TOTAL	757'862,000

CAPITULO VIII

COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS

8.1 ALTERNATIVA No. 1 .- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RIO AUQUI"

COSTOS DE OPERACION MANTENIMIENTO

8.1.1 COSTOS FIJOS

8.1.1.1 Costos de Personal

Denominación	Haber Mensual	% de tiempo dedicado	Costo Asignado
División Técnica			I/.
1 Ing. Jefe	520,000	50	260,000
2 Ing. Asistentes	430,000	80	688,000
Laboratorio e Investigación			
1 Ing. jefe	450,000	100	450,000
1 Ing. jefe de laboratorio físico-químico y bacteriológico	390,000	100	390,000
1 Técnico	220,000	100	220,000
1 Auxiliar	220,000	100	220,000
Operación y Mantenimiento			
6 Operadores de planta	220,000	100	1'320,000
1 Mecánico	220,000	100	220,000
1 Electricista	220,000	100	220,000
2 Choferes	220,000	100	440,000
1 Fontanero jefe	220,000	100	220,000
12 Obreros	220,000	70	2'640,000
1 Operador Mecánico	220,000	100	220,000
TOTAL MENSUAL			----- I/.7'508,000

8.1.1.2 Mantenimiento de Estructuras y locales

Costo de Agua	34,389
Mantenimiento de locales	12,000
Utiles de oficinas	29,090
Mantenimiento de vehículos	100,800
Comunicaciones	231,143

TOTAL MENSUAL	I/. 407,418

8.1.1.3 Mantenimiento de equipos

Bombas, motores, lubricantes, repuestos y reparaciones	600,000

TOTAL MENSUAL	I/. 600,000

8.1.1.4 Resumen

Determinación de costos fijos anuales	
Costo de personal	7'508,000 +
Mantenimiento de estructuras y locales	407,408
Mantenimiento de equipos	600,000

TOTAL MENSUAL	I/. 8'515,418

Costos fijos anual al inicio de período
de operación I/. 102'185,016

Este costo inicial deberá incrementarse en un 20 %
quinquenalmente de la manera siguiente :

Período	Costo
1,993 - 1,997	I/. 102'185,016
1,998 - 2,002	I/. 122'622,019
2,003 - 2,007	I/. 147'146,423
2,008 - 2,012	I/. 176'575,706

8.1.2 COSTOS VARIABLES

8.1.2.1 Costo de Energía

En la planta

Dosificador	0.25 Hp	(0.186 Kw)	24 h
Equipo de vacío	2.4 Hp	(1.800 Kw)	24 h
Bomba Nº 1	11.7 Hp	(8.720 Kw)	6 h
Bomba Nº 2	8.0 Hp	(5.968 Kw)	6 h
Compresor	3.6 Hp	(2.680 Kw)	1 h
Bomba Bellavista	12.0 Hp	(8.940 Kw)	18 h

$$\text{En la planta} = (0.186 * 24 + 1.8 * 24 + 8.72 * 6 + 5.9 * 6 + 2.68 * 1) * 30 = 4,142 \text{ Kw/h/mes}$$

$$\text{En la cisterna} = (8.94 * 18) * 30 = 4,827 \text{ Kw/h/mes}$$

Tarifas vigentes

$$\text{Las primeras 200 Kw - h (1,189)} = 237,800$$

$$\text{Exceso} = 2,223$$

En la planta de tratamiento con un promedio de 4,142 Kw/h/mes	I/. 9'000,866
En la cisterna con un promedio de 4,827 Kw/h/mes	I/. 10'523,621
TOTAL MENSUAL	I/. 19'524,487

8.1.2.2 Costo de Tratamiento

Aplicación del sulfato de alumina para :

Q = 110 l/s (14 ppm)		
I. 250/kg	1,024 kg/mes	256,000

Aplicación de cal para :

Q = 110 l/s (2.5 ppm)		
I. 46.66/kg	508 kg/mes	23,703

Consumo de cloro para :

Q = 110 l/s (gas) (1.5 ppm)		
I. 189.84/kg	510 kg/mes	96,818

TOTAL MENSUAL		376,521
---------------	--	---------

8.1.2.3 Resumen

Determinación de costos variables anuales

Costo de energía	19'524,487 +
Costo de Tratamiento	376,521
TOTAL MENSUAL	I/. 19'901,008

Costo variable anual al inicio

del período de operación	I/. 238'812,096
--------------------------	-----------------

Año	Producción m3/año	Costo Fijo (1)	Costo Variable (2)	Costo Total (1) + (2)
1993	3'879,920	102'185,016	238'812,096	340'997,112
1993	4'281,377	102'185,016	263'518,754	365'703,770
1995	4'459,747	102'185,016	274'497,428	376'682,444
1996	4'690,278	102'185,016	288'686,611	390'871,627
1997	4'876,761	102'185,016	300'164,640	402'349,656
1998	5'056,617	122'622,019	311'234,776	433'856,795
1999	5'267,357	122'622,019	324'205,823	446'827,842
2000	5'458,892	122'622,019	335'994,803	458'616,822
2001	5'673,439	122'622,019	349'200,171	471'822,190
2002	5'877,223	122'622,019	361'743,076	484'364,095
2003	6'083,688	147'146,423	374'450,996	521'597,419
2004	6'276,140	147'146,423	386'296,417	533'442,840
2005	6'494,143	147'146,423	399'714,502	546'860,925
2006	6'697,122	147'146,423	412'207,859	559'354,282
2007	6'927,115	147'146,423	426'363,928	573'510,351
2008	7'140,990	176'575,706	439'527,935	616'103,641
2009	7'359,750	176'575,706	452'992,613	629'568,319
2010	7'583,375	176'575,706	466'756,731	643'332,437
2011	7'812,208	176'575,706	480'841,402	657'417,108
2012	8'065,785	176'575,706	496'449,067	673'024,773

$$\text{Costo Variable } K = \frac{238'812,096}{3'879,920} = 61.55 \text{ I/./m}^3$$

Año	t	C. Total	$1/(1+t)^t$	Valor Presente
1993	3	340'997,112	0.7312	249'337,088
1994	4	365'703,770	0.6587	240'889,073
1995	5	376'682,444	0.5934	223'523,362
1996	6	390'871,627	0.5346	208'959,972
1997	7	402'349,656	0.4816	193'771,594
1998	8	433'836,795	0.4339	188'250,468
1999	9	446'827,842	0.3909	174'665,003
2000	10	458'616,822	0.3522	161'524,845
2001	11	471'822,190	0.3173	149'709,181
2002	12	484'364,095	0.2858	138'431,258
2003	13	521'597,419	0.2575	134'311,335
2004	14	533'442,840	0.2320	123'758,739
2005	15	546'860,925	0.2090	114'293,933
2006	16	559'354,282	0.1883	105'326,411
2007	17	573'510,351	0.1696	97'267,356
2008	18	616'103,641	0.1528	94'140,636
2009	19	629'568,319	0.1377	86'691,558
2010	20	643'332,437	0.1240	79'773,222
2011	21	657'417,108	0.1117	73'433,491
2012	22	673'024,773	0.1007	67'773,595
Total =			I/. 2,905'832,115	

Resumen :

Costo de inversión : Primera Etapa I/.2,650'423,300

Valor presente de la Segunda Etapa

$$C = \frac{745'622,000}{(1 + 0.11)^{12}} - \text{I/.213'129,206}$$

Costo de operación y mantenimiento I/.2,905'832,115

Costo Total I/.5,769'384,621

8.2 ALTERNATIVA N° 2.- "APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS"

Costos de Operación y Mantenimiento.

8.2.1 COSTOS FIJOS

8.2.1.1 Costo de Personal

Denominación	Haber Mensual	% de tiempo dedicado	Costo Asignado
División Técnica			
1 Ing. Jefe	520,000	50	260,000
2 Ing. Asistentes	430,000	80	688,000
Laboratorio e Investigación			
Ing. Jefe de laboratorio físico-químico y bacteriológico	390,000	100	390,000
1 Técnico	220,000	100	220,000
1 Auxiliar	220,000	100	220,000
Operación y Mantenimiento			
3 Operadores de planta	220,000	100	660,000
3 Operadores de pozo	220,000	100	660,000
2 Mecánicas	220,000	100	440,000
1 Electricista	220,000	100	440,000
2 Choferes	220,000	100	440,000
1 Fontanero jefe	220,000	100	220,000
3 Obreros	220,000	70	462,000
1 Operador mecánico	220,000	100	220,000
TOTAL MENSUAL			I/.5'100,000

8.2.1.2 Mantenimiento de Estructuras y Locales

Costo de Agua	34,385
Mantenimiento de locales	12,000
Utiles de oficina	29,090
Mantenimiento de vehículos	100,800
Comunicaciones	231,143
TOTAL MENSUAL	I/. 407,418

8.2.1.3 Mantenimiento de Equipos

Bombas, motores, lubricantes, repuestos y reparaciones	600,000
TOTAL mensual	I/. 600,000

8.2.1.4 Costo de Energía (constante)

En la planta de tratamiento y en la cisterna con un promedio de 8,969 Kw-h/mes para un caudal de 60 l/s	19'524,487
TOTAL MENSUAL	I/. 19'524,487

8.2.1.5 Costo de Tratamiento (constante)

Aplicación de sulfato de alumina para	
Q = 60 l/s (14 ppm)	139,750
Aplicación de cal para :	
Q = 60 l/s (2.5 ppm)	12,924
Consumo de cloro para :	
Q = 60 l/s (1.5 ppm)	52,776
TOTAL MENSUAL	I/. 205,450

8.2.1.6 Resumen

Determinación de los costos fijos anuales

Costos de personal	5'100,000
Mantenimiento de estructuras y locales	407,418
Mantenimiento de equipos	600,000
Costo de energía	19'524,487
Costo de tratamiento	205,450
TOTAL MENSUAL	I/. 25'837,355
Costo fijo anual al inicio del período de operación	310'048,260

Este costo inicial deberá incrementarse en un 20 %
quinquenalmente de la manera siguiente :

Período	Costo
1,993 - 1,997	I/. 310'948,260
1,998 - 2,002	I/. 372'057,912
2,003 - 2,007	I/. 446'469,494
2,008 - 2,012	I/. 535'763,393

8.2.2 COSTOS VARIABLES

8.2.2.1 Costo de Energia

En la captación para 3 pozos
con un promedio de 187,380
Kw-h/mes para un caudal ini-
cial de 75 l/s

	416'338,940

TOTAL MENSUAL	I/. 416'338,940

8.2.2.2 Costo de Tratamiento

Consumo de cloro para 75 l/s
(1.5 ppm)

	34,578

TOTAL MENSUAL	I/. 34,578

8.2.2.3 Resumen

Determinación de costos variables anuales

Costo de energía	416'338,940
Costo de tratamiento	34,578
TOTAL MENSUAL	I/. 416'373,518
Costo variable anual al inicio del período de operación	I/. 4,996'482,216

Año	PRODUCCION		Costo Fijo	Costo Variable	Costo Total
	Planta de tratamiento. m ³ /año	Pozos m ³ /año	l/. (1)	l/. (2)	l/. (1) + (2)
1993	1'866,240	2'013,680	310'048,260	4,996'482,216	5,306'530,476
1994	1'866,240	2'415,137	310'048,260	5,992'437,924	6,302'486,184
1995	1'866,240	2'593,507	310'048,260	6,435'009,568	6,745'057,828
1996	1'866,240	2'824,038	310'048,260	7,007'003,086	7,317'051,346
1997	1'866,240	3'010,521	310'048,260	7,469'704,705	7,779'752,965
1998	1'866,240	3'190,377	372'057,912	7,915'963,412	8,288'021,324
1999	1'866,240	3'401,117	372'057,912	8,438'851,500	8,810'909,412
2000	1'866,240	3'592,652	372'057,912	8,914'088,142	9,286'146,054
2001	1'866,240	3'807,199	372'057,912	9,446'422,159	9,818'480,071
2002	1'866,240	4'010,983	372'057,912	9,952'051,020	10,324'108,930
2003	1'866,240	4'217,448	446'469,494	10,464'331,980	10,910'801,470
2004	1'866,240	4'409,900	446'469,494	10,941'843,880	11,388'313,370
2005	1'866,240	4'627,903	446'469,494	11,482'752,920	11,929'222,410
2006	1'866,240	4'830,882	446'469,494	11,986'384,420	12,432'853,910
2007	1'866,240	5'060,875	446'469,494	12,557'043,050	13,003'512,540
2008	1'866,240	5'274,750	535'763,393	13,087'709,700	13,623'473,090
2009	1'866,240	5'493,510	535'763,393	13,630'497,010	14,166'260,400
2010	1'866,240	5'717,135	535'763,393	14,185'355,360	14,721'118,750
2011	1'866,240	5'945,968	535'763,393	14,753'135,800	15,288'899,190
2012	1'866,240	6'199,545	535'763,393	15,382'311,050	15,918'074,440

Costo Variable	K =	$\frac{4,996'482,216}{2'013,680}$	=	2,481.20
	K	2481.20	l/. / m ³	

Año	t	Costo Total		Valor Presente
		I/.	$1/(1+t)^t$	I/.
1993	3	5,306'530,476	0.7312	3,880'135,084
1994	4	6,302'486,184	0.6587	4,151'447,649
1995	5	6,745'057,828	0.5934	4,002'517,315
1996	6	7,317'051,346	0.5346	3,911'695,650
1997	7	7,779'752,965	0.4816	3,746'729,028
1998	8	8,288'021,324	0.4339	3,596'172,452
1999	9	8,810'909,412	0.3909	3,444'184,489
2000	10	9,286'146,054	0.3522	3,270'580,640
2001	11	9,818'480,071	0.3173	3,115'403,727
2002	12	10,324'108,930	0.2858	2,950'630,333
2003	13	10,910'801,470	0.2575	2,809'531,380
2004	14	11,388'313,370	0.2320	2,642'088,703
2005	15	11,929'222,410	0.2090	2,493'207,485
2006	16	12,432'853,910	0.1883	2,341'106,392
2007	17	13,003,512,540	0.1696	2,205'395,727
2008	18	13,623'473,090	0.1528	2,081'666,689
2009	19	14,186'260,400	0.1377	1,950'694,057
2010	20	14,721'118,750	0.1240	1,825'418,725
2011	21	15,288'899,190	0.1117	1,707'770,040
2012	22	15,918'074,440	0.1007	1,602'950,096
Total =				I/. 57'729'325,660

Resumen :

Costo de inversión Primera Etapa I/.5,436'042,500

Costo de reinversión de equipos

$$C = \frac{1,740'375,000}{(1 + 0.11)^{12}} - \quad \text{I/. 497'470,223}$$

Costo de Valor Presente Segunda Etapa

$$C = \frac{3,090'880,100}{(1 + 0.11)^{12}} - \quad \text{I/. 883'499,714}$$

Costo de Operación y Mante-

nimiento I/. 57,729'325,660

Costo Total I/. 64,546'338,100

8.3 ALTERNATIVA N° 3 .- "Aprovechamiento de las aguas del río Parí".

Costos de operación y mantenimiento

8.3.1 COSTOS FIJOS

8.3.1.1 Costo de Personal

Denominación	Haber Mensual	% de tiempo dedicado	Costo Asignado
			I/.
División Técnica			
2 Ing. Jefes	520,000	50	520,000
4 Ing. Asistentes	430,000	80	1'376,000
Laboratorio e Investigación			
2 Ing. Jefes	450,000	100	900,00
2 Jefes de laboratorio físico-químico y bacteriológico	390,000	100	780,000
2 Técnicos	220,000	100	440,000
2 Auxiliares	220,000	100	440,000
Operación y Mantenimiento			
12 Operadores de planta	220,000	100	2'640,000
2 Mecánicos	220,000	100	440,000
2 Electricistas	220,000	100	440,000
4 Choferes	220,000	100	880,000
2 Fontaneros jefes	220,000	100	440,000
24 Obreros	220,000	70	5'280,000
2 Operadores mecánicos	220,000	100	440,000
TOTAL MENSUAL			I/. 15'016,000

8.3.1.2 Mantenimiento de Estructuras y locales

Costo de agua	68,770
Mantenimiento de locales	24,000
Utiles de oficina	58,180
Mantenimiento de vehículos	201,600
Comunicaciones	462,286

TOTAL MENSUAL	I/. 814,836

8.3.1.3 Mantenimiento de Equipos

Dosificadores, Bombas, motores, lubricantes, repuestos y repa- raciones	1'200,000

TOTAL MENSUAL	I/ 1'200,000

8.3.1.4 Resumen

Determinación de costos fijos anuales	
Costo de personal	15'016,000
Mantenimiento de estructuras y locales	814,836
Mantenimiento de equipos	1'200,000

TOTAL MENSUAL	I/. 17'030,836

Costos fijos anual al inicio del
período de operacion I/. 204'370,032

Este costo inicial deberá incrementarse en un 20 %
quinquenalmente de la manera siguiente :

Periodo	Costo
1,993 - 1,997	I/. 204'370,032
1,998 - 2,002	I/. 245'244,038
2,003 - 2,007	I/. 294'292,845
2,008 - 2,012	I/. 353'151,414

8.3.2 COSTOS VARIABLES

8.3.2.1 Costo de Energía

En la planta de tratamiento y en la cisterna con un promedio de 8,969 Kw-h/mes para un caudal de 110 l/s

	19'524,487
TOTAL MENSUAL	I/. 19'524,487

8.3.2.2 Costo de Tratamiento

Aplicación de sulfato de alumina para un caudal de 110 l/s (14 ppm)

256,000

Aplicación de cal para un caudal de 110 l/s (2.5 ppm)

23,703

Consumo de cloro para un caudal de 110 l/s (1.5 ppm)

96,818

TOTAL MENSUAL	I/. 376,521
---------------	-------------

8.3.2.3 Resumen

Determinación de costos variables anuales

Costo de energía	19'524,487
Costo de tratamiento	376,521
TOTAL MENSUAL	I/. 19'901,008

Año	Producción m ³ /año	Costo Fijo (1)	Costo Variable (2)	Costo Total (1) + (2)
1993	3'879,920	204'370,032	238'812,096	443'182,128
1994	4'281,277	204'370,032	263'418,754	467'888,786
1995	4'459,747	204'370,032	274'497,428	478'867,460
1996	4'690,278	204'370,032	288'686,611	493'056,643
1997	4'876,761	204'370,032	300'164,640	504'534,672
1998	5'056,617	245,244,038	311'234,776	556'487,814
1999	5'267,357	245'244,038	324'205,823	569'449'861
2000	5'458,892	245'444,038	335'994,803	581'238,841
2001	5'673,439	245'444,038	349'200,171	594'444,205
2002	5'877,223	245'244,038	361'743,076	606'987,114
2003	6'083,688	294'292,845	374'450,996	668'743,841
2004	6'276,140	294'292,845	386'296,417	680'589,262
2005	6'494,143	294'292,845	399'714,502	694,007,347
2006	6'697,122	294'292,845	412'207,859	706'500,704
2007	6'927,115	294'292,845	426'363,928	720'656,773
2008	7'140,990	353'151,414	439'527,935	792'679,349
2009	7'359,750	353'151,414	452'992,613	806'144,027
2010	7'583,375	353'151,414	466'756,731	819'908,145
2011	7'812,208	353'151,414	480'841,402	833'992,816
2012	8'065,785	353'151,414	496'449,067	849'600,471

$$\text{Costo Variable} \quad K = \frac{238'812,096}{3'879,920} = 61.55$$

$$K = 61.55 \quad \text{I/. /m}^3$$

Año	t	Costo Total	$1/(1+t)^t$	Valor Presente
1993	3	443'182,128	0.7312	324'054,772
1994	4	467'182,128	0.6587	308'198,343
1995	5	478'867,460	0.5934	484'159,951
1996	6	493'056,643	0.5316	262'108,911
1997	7	504'534,472	0.4816	242'983,898
1998	8	556'487'814	0.4539	241'460,062
1999	9	569'449,861	0.3909	222'597,951
2000	10	581'238,841	0.3522	204'712,320
2001	11	594'444,209	0.3173	188'617,148
2002	12	606'987,114	0.2858	173'476,917
2003	13	668'743,841	0.2575	172'201,539
2004	14	680'589,262	0.2320	157'896,709
2005	15	694'007,347	0.2090	145'047,536
2006	16	706'500,704	0.1883	133'034,083
2007	17	720'656,773	0.1696	122'223,389
2008	18	792'679,349	0.1528	121'121,416
2009	19	806'144,027	0.1377	111'006,033
2010	20	819'908,145	0.1240	101'668,610
2011	21	833'992,816	0.1117	93'156,998
2012	22	849'600,481	0.1007	85'554,768
Total			I/. 3,695'281,344	

Resumen :

Costo de inversión Primera Etapa I/. 2,370'028,700 +

Costo Valor Presente de la Segunda Etapa

$$C = \frac{757'862,000}{(1 + 0.11)^{12}} = \text{I/. } 216'627,344$$

Costo de Operación y Mantenimiento I/. 3,695'281,344

Costo Total I/. 6,281'937,942

8.4 RESUMEN GENERAL DE LA INVERSTION A EFECTUARSE POR LAS DJFEREN-
TES ALTERNATIVAS

Alternativa Nº 1 "Aprovechamiento de las aguas del río Auqui"

Resumen :

Costo de inversión Primera Etapa	I/. 2,650'423,300	+
Costo de valor presente Segunda Etapa	213'129,206	
Costo de operación y mantenimiento	2,905'832,115	
Costo Total	<u>5,769'384,621</u>	

Alternativa Nº 2 "Aprovechamiento de las aguas subterráneas"

Resumen

Costo de inversión Primera Etapa	I/. 5,436'042,500	+
Costo de reinversión de equipos	497'470,223	
Costo de valor presente Segunda Etapa	883'499,714	
Costo de Operación y mantenimiento	57,729'325,660	
Costo Total	<u>64,546'338,100</u>	

Alternativa Nº 3 "Aprovechamiento de las aguas del río Paria"

Resumen

Costo de inversión Primera Etapa	I/. 2,370'028,700	+
Costo de valor presente Segunda Etapa	216'627,898	
Costo de operación y mantenimiento	3,695'281,344	
Costo Total	<u>6,281'937,942</u>	

CAPITULO IX

SELECCION DE LA ALTERNATIVA ECONOMICA

La solución técnica óptima, desde el punto de vista económico, es aquella que minimiza la suma del valor presente de inversiones, los costos de operación y mantenimiento para el período realizado.

El período estudiado es de veinte años de acuerdo al cronograma siguiente :

Años	Actividad
1989	Estudio de Factibilidad
1990	Proyecto definitivo
1991 - 1992	Ejecución de Obras
1993 - 2012	Período constructivo

Efectuando el resumen general de la inversión a efectuarse en cada alternativa se tiene lo siguiente :

Alternativa No. 1	5,769'384,621
Alternativa No. 2	64,546'338,100
Alternativa No. 3	6,281'937,942

Del estudio de las alternativas, se obtuvo la Alternativa No.

como la de mínimo costo, el cual plantea la utilización de las aguas del río Auqui como la fuente de abastecimiento de Agua Potable.

9.1 PERIODO DE DISEÑO TENTATIVO DEL SISTEMA PROYECTADO

Hay que diferenciar entre el horizonte del proyecto que se refiere a las características de la demanda y de la producción para un período determinado, mientras que los distintos componentes del sistema tienen su propio período óptimo de diseño diferentes entre ellos.

El período de diseño implica capacidad, o sea tamaño. La mayoría de los componentes de un sistema de agua potable se diseñan con una capacidad mayor que la requerida para satisfacer la demanda inmediata; la razón de esto se justifica en función de la economía de escala por un lado, y de la demanda creciente por el otro. En muchos casos la capacidad se basa en la demanda esperada al final del período de diseño, pero el efecto del precio sobre la demanda no es el mismo en el futuro que en el pasado en realidad existen tanta sensibilidad al precio respecto a la demanda, como variaciones de la demanda con el tiempo, pudiendo inclusive esta última disminuir.

La decisión principal sobre el tamaño debe estar referido a la cantidad óptima de exceso de capacidad. El método convencional consiste en basar el tamaño de las instalaciones en un

horizonte (período de diseño); sin embargo, es preferible y más técnicos; determinar los períodos de diseños óptimos, que incluye como fundamento la oportunidad de costo del capital la demanda pronosticada, y la economía de escala.

Todo ello permitirá reducir los porcentajes de ociosidad, que por su calidad de proyecto de servicio público responde a la condición de larga maduración. Tanto en el estudio técnico-económico-financiero como de la programación de su inversión a largo plazo.

9.1.1 CALCULO DEL PERIODO OPTIMO DE DISEÑO DE LOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

La solución técnica óptima desde el punto de vista económica, es aquella que minimiza la suma del valor presente de la inversión más los costos de operación.

El horizonte o período de diseño del proyecto no necesariamente es coincidente con el período óptimo de los componentes del proyecto.

El horizonte del proyecto se refiere de manera especial con las necesidades de agua de acuerdo al crecimiento de la población y dotación asignada per-cápita, para así llegar a evaluar las fuentes disponibles y prever la utilización de ellas, durante el período del proyecto considerado.

El período óptimo, evita el sobredimensionamiento de las estructuras componentes del sistema y permite integrarlas en la programación por etapas de construcción de obras, disminuyendo en lo posible la capacidad ociosa.

En la realización de nuestros cálculos vamos a considerar las siguientes ecuaciones :

Modelo de expansión sin déficit :

$$x = \frac{2.6 (1 - \alpha)^{1.12}}{i} \dots\dots\dots(1)$$

Modelo de expansión con déficit :

$$x_1 = x + \frac{(1 - \alpha)^{0.7}}{i} + \frac{x_0^{0.9}}{(x_0 + x)^{0.6}} \dots\dots(2)$$

Donde :

- x -- Período óptimo de diseño sin déficit
- x₁ -- Período óptimo de diseño con déficit
- x₀ -- Cantidad de año de déficit inicial de demanda
- α -- Factor de economía de escala
- i -- Costo de oportunidad del capital en valores reales.

Según la teoría se llega a la conclusión de que los costos de obra varían en relación al tamaño de las instalaciones obedeciendo el comportamiento de la curva exponencial siguiente :

$$C = k \cdot t^{\alpha} \quad \dots\dots\dots(3)$$

Donde :

k -- Es una constante que indica el costo de un sistema para el cual el tamaño de la obra es igual a 1.

α -- Es el factor de economía de escala el cual indica el % de cambio de costo por el % de cambio de tamaño, cuando este índice es mayor que la unidad habrá deseconomía de escala.

Este factor de economía de escala deberá ser determinado para cada componente del sistema y que viene a ser la pendiente de la recta obtenida de la curva logarítmica.

$$C = k \cdot t^{\alpha}$$

Tomando logaritmo a ambos lados se tiene :

$$\text{Log } C = \text{log } K + \alpha \text{ log } t \quad \dots\dots\dots(4)$$

Las variables a utilizar serán las que identifiquen el costo y el tamaño de la obra. Dichos valores serán ajustados usando el método de mínimos cuadrados en la obtención de la recta.

Veamos ahora los diferentes componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, de la alternativa de mínimo costo :

- Captación, desarenador.
- Línea de conducción, aducción y de impulsión.
- Planta de tratamiento.
- Almacenamiento.
- Red de distribución.

Existen componentes que satisfacen el período de diseño que son :

a) Captación y desarenador (Ver Capítulo VI)

Cálculo de los demás factores de economía de escala y período óptimo de diseño para los diferentes partes del sistema de abastecimiento de agua potable :

b) Línea de conducción, aducción e impulsión :

Datos :

Cálculo del factor de economía de escala :

Según el presupuestos adjunto se ha determinado el costo de instalación por metro lineal de tubería de

AC.

C = Costos de : movimiento de tierras, adquisición de tuberías, transporte, instalación y prueba hidráulica.

Diámetro pulg. (D)	Tamaño l/s (T)	Costo de Instalación I/. (C)
8	52.0	82,500
10	93.3	96,250
12	150.4	134,750
14	225.2	189,000
16	319.5	217,000

Llevando a la forma (4) $\log C = \log k + \alpha \log T$

Mediante el método de los mínimos cuadrados :

C	y=logC	x=logT	x ²	x.y
82,500	4.916	1.716	2.945	8.436
96,250	4.983	1.970	3.881	9.817
134,750	5.130	2.177	4.739	11.168
189,000	5.276	2.353	5.537	12.414
217,000	5.336	2.504	6.270	13.361
Σ	25.641	10.700	23.372	55.196

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{10.720}{5} = 2.144 \quad \sum x^2 = 23.372 \quad \sum x \cdot y = 55.196$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{N} = \frac{25.641}{5} = 5.128 \quad \bar{x} \cdot \bar{y} = 10.994 \quad \sum x^2 = 4.674$$

$$\frac{\sum x^2 \cdot y}{N} = \frac{55.196}{5} = 11.039$$

$$b = \frac{\frac{\sum x \cdot y}{N} - \bar{x} \cdot \bar{y}}{\frac{\sum x^2}{N} - \bar{x}^2} = \frac{11.039 - 10.994}{4.674 - 4.567}$$

$$b = 0.584$$

$$b_0 = \bar{y} - b \cdot \bar{x} = 5.128 - 0.584 * 2.144 = 3.876$$

$$b_0 = 3.876 \quad k = \text{antilogaritmo } b_0 = 7,516.230$$

$$b = \text{pendiente} = 0.584$$

$$C = 7,516 (T)^{0.584}$$

Que es la función exponencial costo-tamaño para la línea de conducción, aducción e impulsión.

Cálculo del período óptimo : se considera que la capacidad actual sólo cubrió la demanda hasta el año 1984 y que a partir de ese año la capacidad es deficitaria; por consiguiente, al iniciarse el período de diseño en el año 1993, habrá un déficit de 9 años; se tiene :

$$x_1 = x + \frac{(1 - \alpha)^{0.7}}{i} + \frac{x_0^{0.9}}{(x_0 + x)^{0.6}}$$

Siendo :

$$x = \frac{2.6 (1 - 0.584)^{1.12}}{0.11} = 8.9 \text{ años}$$

$$x_1 = 8.9 + \frac{(1 - 0.584)^{0.70}}{0.11} + \frac{9^{0.9}}{(9 + 8.9)^{0.6}} =$$

$$x_1 = 15 \text{ años}$$

Período óptimo de diseño de la línea de conducción impulsión y aducción es de : 15 años.

c) Planta de tratamiento

Cálculo del factor de economía de escala :

Debido a que en el presente trabajo se contempla la construc-

ción de una planta de tratamiento del tipo no convencional se presentan en el siguiente cuadro los costos de la planta de tratamiento (Se ha recurrido al CEPIS para determinar los costos) :

Tamaño Capacidad de la planta de Tratamiento l/s (T)	Costo Total por planta (*) I/. (C)
100	374'863,400
125	446'265,930
150	506'830,600
175	566'199,910
200	618'397,100

(*) Costo al Mes de Agosto de 1989 1 \$ = 3500 I/.

Llevándolo a la forma (4) $\log C = \log k + \alpha \log T$

Mediante el método de los mínimos cuadrados :

T	x=logT	C	y=logC	x ²	x.y
100	2.000	374863400	8.574	4.000	17.148
125	2.097	446265930	8.650	4.397	18.139
150	2.176	506830900	8.704	4.735	18.941
175	2.243	566199910	8.753	5.031	19.633
200	2.301	618397100	8.791	5.295	20.228
Σ	10.817		43.472	23.458	94.088

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{10.817}{5} = 2.163; \quad \sum x^2 = 23.458; \quad \sum x.y = 94088$$

$$\frac{\sum x . y}{N} = \frac{94.088}{5} = 18.818$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{N} = \frac{43.472}{5} = 8.694; \quad \bar{x}.\bar{y} = 18.805; \quad \frac{\sum x^2}{N} = \frac{23.458}{5} = 4.692$$

$$b = \frac{\frac{\sum x.y}{N} - \bar{x}.\bar{y}}{\frac{\sum x^2}{N} - \bar{x}^2} = \frac{18.818 - 18.805}{4.692 - 4.678} = 0.929$$

$$b_0 = 8.694 - 2.163 * 0.929 = 6.685$$

$$k = \text{antilogaritmo } b_0 = 4'841,723$$

$$b_1 = \text{pendiente} = 0.929$$

$$c = 4'841,723 (Q)^{0.929} \dots\dots\dots(5)$$

En este caso como el cálculo se ha realizado con la variable gasto que identifica la capacidad de la planta, la ecuación (5) representa el comportamiento del factor de economía de escala de la planta de tratamiento, luego el factor de economía de escala es :

$$\alpha = 0.929$$

Cálculo del período óptimo de diseño.

Se considera que la capacidad actual de la planta de tratamiento solo cubrirá la demanda hasta el año 1972, y que a partir de ese año la capacidad es deficitaria; por consiguiente al iniciarse el período de diseño en el año 1993, habrá un déficit de 21 años, se tiene :

$$x_1 = x + \frac{(1 - \alpha)^{0.7}}{i} + \frac{x_0^{0.9}}{(x_0 + x)^{0.6}}$$

Siendo :

$$x = \frac{2.6 (1 - 0.929)^{1.12}}{0.11} = 1.3 \text{ años}$$

$$x_1 = 1.3 + \frac{(1 - 0.929)^{0.7}}{0.11} + \frac{21^{0.9}}{(21 + 1.3)^{0.6}} =$$

$$x_1 = 5.6 \text{ años} = 6 \text{ años}$$

Período óptimo de diseño de la planta de tratamiento de agua potable : 6 años.

d) Almacenamiento :

Cálculo del factor de economía de escala

De los metrados de las diferentes capacidades de reservorios apoyados, y según los presupuestos adjuntos, tenemos el cuadro siguiente :

Tamaño Volumen del reservorio m ³ (T)	Costo Total por reservorio I/. (C)
500	135,490
1,200	237,620
1,600	264,130
2,350	329,990

Llevándolo a la forma (4) $\log C = \log k + \alpha \log T$

Mediante el método de los mínimos cuadrados :

T	x=logT	C	y=logC	x ²	x.y
500	2.699	135490	5.132	7.284	13.851
1,200	3.079	237620	5.376	9.480	16.552
1,600	3.204	264130	5.421	10.265	17.368
2,350	3.371	329990	5.518	11.363	18.601
Σ	12.353		21.447	38.392	66.372

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{12.353}{4} = 3.088; \quad \sum x^2 = 38.392; \quad \sum x \cdot y = 66.372$$

$$\frac{\sum x \cdot y}{N} = \frac{66.372}{4} = 16.593$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{N} = \frac{21.447}{4} = 5.361; \quad \bar{x} \cdot \bar{y} = 16.554; \quad \frac{\sum x^2}{N} = \frac{38.392}{4} = 9.598$$

$$b_1 = \frac{\frac{\sum x \cdot y}{N} - \bar{x} \cdot \bar{y}}{\frac{\sum x^2}{N} - \bar{x}^2} = \frac{16.593 - 16.554}{9.598 - 9.535} = 0.619$$

$$b_0 = y - b_1 x = 5.361 - 0.619 * 3.088 = 3.449$$

$$b_0 = 3.449 \quad k = \text{antilogaritmo } b_0 = 2,811$$

$$b_1 = \text{pendiente} = 0.619$$

Realizando el correspondiente ajuste, llegamos a la siguiente ecuación.:

$$C = 2,811 (V)^{0.619} \quad \dots\dots\dots(6)$$

Como el cálculo se ha realizado con la variable volumen que identifica la capacidad de un reservorio, la ecuación (6) re-

presenta el comportamiento del factor de economía del reservorio, luego el factor de economía de escala es :

$$\alpha = 0.619$$

Cálculo del período óptimo de diseño.

Se considera que la capacidad actual de reserva sólo cubrió la demanda hasta el año 1978, y que a partir de ese año la capacidad es deficitaria, por consiguiente al iniciarse el período de diseño en el año 1993, habrá un déficit de 15 años, se tiene :

$$x_1 = x + \frac{(1 - \alpha)^{0.7}}{i} + \frac{x_0^{0.9}}{(x_0 + x)^{0.6}} \quad x_0 = 15$$

Siendo :

$$x = \frac{2.6 (1 - 0.619)^{1.12}}{0.11} = 8 \text{ años}$$

$$x_1 = 8 + \frac{(1 - 0.619)^{0.7}}{0.11} + \frac{15^{0.9}}{(15 + 8)^{0.6}} =$$

$$x_1 = 14.4 \text{ años}$$

Período óptimo de diseño de almacenamiento : 14 años.

e) Red de distribución

Cálculo del factor de economía de escala

Para determinar el factor de economía a escala consideramos los diámetros y costos que aquí se presentan :

Diámetro pulg. (D)	Costo I/. (C)
4	39,500
6	49,000
8	82,500
10	98,280
12	134,750
14	189,000
16	217,000

C : es el costo de I/. por m.

Llevando a la forma (4) $\log C = \log k + \alpha \log D$

Mediante el método de los mínimos cuadrados :

D	x=logD	C	y=logC	x ²	x.y
4	0.602	39,500	4.596	0.362	2.766
6	0.778	49,000	4.690	0.605	3.648
8	0.903	82,500	4.916	0.815	4.439
10	1.000	98,280	4.992	1.000	4.992
12	1.079	134,750	5.129	1.164	5.534
14	1.146	189,000	5.276	1.313	6.046
16	1.204	217,000	5.336	1.449	6.424
<u>—</u>	6.712		34.935	6.708	33.849

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{6.712}{7} = 0.958; \quad \sum x^2 = 6.708; \quad \sum x.y = 33.849$$

$$\frac{\sum x . y}{N} = \frac{33.849}{7} = 4.835$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{N} = \frac{34.935}{7} = 4.990; \quad \bar{x}.\bar{y} = 4.780; \quad \frac{\sum x^2}{N} = \frac{6.708}{7} = 0.958$$

$$b_1 = \frac{\frac{\sum x.y}{N} - \bar{x}.\bar{y}}{\frac{\sum x^2}{N} - \bar{x}^2} = \frac{4.835 - 4.780}{0.958 - 0.917} = 1.341$$

$$b_0 = y \quad b_1 \cdot x = 4.990 - 1.341 * 0.958 = 3.705$$

$$b_0 = 3.705 \quad k = \text{antilogaritmo } b_0 = 5,069$$

$$b_1 = \text{pendiente} = 1.341$$

Realizado el correspondiente ajuste, llegamos a la siguiente ecuación :

$$C = 5,069 (D)^{1.341} \dots\dots\dots(7)$$

Del análisis de esta ecuación vemos que se presentaría una diseconomía de escala; por lo tanto, no es conveniente tomar esta relación puesto que en ella no consideramos el comportamiento hidráulico de la red de distribución, luego la variable que nos daría una idea del tamaño de la red es el caudal. Considerando la fórmula de Hazen-William, el comportamiento hidráulico de una tubería se rige por :

$$Q = 0.2785 * C_H * D^{2.63} * s^{0.54}$$

De donde :

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C_H * s^{0.54}} \right)^{0.38}$$

$$D = \frac{Q^{0.38}}{n^{0.38}}$$

Reemplazando en la ecuación (7) :

$$C = \frac{5069}{n^{0.38}} * (Q)^{0.509}$$

Luego el factor de economía de escala para la red de distribución es :

$$\alpha = 0.509$$

Cálculo del período óptimo de diseño :

La red existente satisface la capacidad de la demanda; usaremos el modelo de expansión sin déficit :

$$x = \frac{2.6 (1 - \alpha)^{1.12}}{i}$$
$$x = \frac{2.6 (1 - 0.509)^{1.12}}{0.11} = 10.65$$

$$x = 11 \text{ años}$$

Período óptimo de diseño para la red de distribución : 11 años.

Resumen :

Captación : satisface la demanda proyectada.

Desarenador : satisface la demanda proyectada.

Línea de conducción, impulsión y aducción : se tiene un período de diseño de 15 años.

Planta de tratamiento : se tiene un período de diseño de 6 años.

Almacenamiento : se tiene un período de diseño de 14 años.

Red de distribución : se tiene un período de diseño de 11 años.

En el siguiente cuadro de acuerdo a los porcentajes de los costos de cada uno de los elementos de la alternativa seleccionada y multiplicado por el número de años que se obtuvo, se tiene lo siguiente :

Elementos de la alternativa seleccionada	Años	Porcentaje de los costos (%)	
Línea de conducción, impulsión y aducción	15	25.4	= 381
Almacenamiento	14	19.7	= 275.8
Planta de tratamiento	6	16.9	= 101.4
Red de distribución	11	38.0	= 418
			----- 1,176.2

En promedio se tiene 11.762 años es necesario hacer una aproximación a 10 años para poder hacer inversiones periódicas por etapas y el Banco pide que sean en lo posible cada 10 años.

CAPITULO X

METRADO Y PRESUPUESTO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

En el presente capítulo se desarrollará el metrado y presupuesto de la inversión inicial de la alternativa de mínimo costo del sistema de Agua Potable, así también el cronograma de ejecución e inversiones de las obras a desarrollarse en el sistema de Agua Potable.

Los precios promedios están referidos al mes de Agosto de 1989.

Metrado y Presupuesto de la Inversión Inicial de la alternativa de mínimo costo de Agua Potable

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
1.- Trabajos Preliminares.					
1.1 Instalación de almacenes, oficinas, transporte de equipos, herramientas, replanteo, excavación, nivelación, etc.	Estimado		-	-	9'565,500
2.- Captación.					
2.1 Ampliación de la entrada del canal de derivación.	Estimado		-	-	-
3.- Línea de conducción.					
3.1 Adquisición e instalación a todo costo de tubería de asbesto-cemento clase 7.5 k/cm ² :					
12"	m.	950	134,750	128'012,500	-
14"	m.	4,907	189,000	927'423,000	1,055'435,000
4.- Línea de impulsión y equipo de bombeo.					
4.1 Adquisición de tuberías de asbesto-cemento, de 4", clase 7.5 k/cm ² , incluyendo movimiento de tierra, excavación, refino, relleno, compactación, eliminación de desmonte, instalación de tuberías, prueba hidráulica y transporte a pie de obra.	m.	180	57,750	10'395,000	-
4.2 Adquisición e instalación de dos (2) equipos de bombeo, electrobombas centrífugas de eje horizontal, para 54.8 m. de HDT y con un Q = 9 l/s para una potencia de 14 Hp cada una.	Hp.	28	2'457,000	93'366,000	-
4.3 Accesorios de las electrobombas : canastilla, tubería de succión y descarga, válvula check, bridas, codos, tees, etc.	A todo costo		-	1'106,000	104'867,000
5.- Planta de tratamiento.					
5.1 Ampliación de la planta de tratamiento una capacidad de 198 l/s.	l/s	198	3'570,000	706'860,000	706'860,000

Partida	U.	Cant.	Cost. Unit.	Cost. Parc.	Cost. Total
6.- Almacenamiento.					
6.1 Construcción de dos (2) reservorios circulares de concreto armado tipo convencional :					
Reservorio Rataquenua	m ³ .	4,161	196,000	815'556,000	-
Reservorio Bellavista	m ³ .	45	196,000	8'820,000	824'376,000
7.- Energía Eléctrica.					
7.1 Adquisición e instalación de una sub-estación transformadora terrestre con una capacidad de 200 kw, incluido postes, cableados y aisladores, a instalarse en la planta de tratamiento.					
		A todo costo	-	-	47'813,500
8.- Red de distribución.					
8.1 Excavación y relleno para la red principal y secundaria de la tubería.	m.	21,285	9,450	201'143,250	-
8.2 Adquisición e instalación de tubería de asbesto-cemento de 7.5 k/cm ² incluyendo desperdicios :					
12"	m.	221	134,750	29'779,750	-
8"	m.	231	82,500	19'057,500	-
6"	m.	9,800	49,000	284'249,000	-
4"	m.	16,096	38,500	619'696,000	-
8.3 Pruebas hidráulicas, resane y desinfección a todo costo.	m.	21,285	9,800	208'593,000	-
8.4 Válvulas y accesorios.		Estimado	-	49'408,100	-
8.5 Conexiones domiciliarias.					
Instalación de conexiones domiciliarias a todo costo	U.	873	206,820	180'553,860	1,592'480,480
9.- Transporte de materiales.					
9.1 Se transportará todo los materiales necesario para la instalación de las tuberías y conexiones.		Estimado	-	87'979,500	87'979,500
				TOTAL	4,445'315,760

CRONOGRAMA DE EJECUCION E INVERSIONES DE AGUA POTABLE

TIEMPO EN MES

Actividad	Tiempo en mes												Inversión					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12						
1.- Trabajos preliminares	x	x	x														9'565,500	
2.- Captación			x	x													15'938,300	
3.- Línea de conducción				x	x	x											1,055'435,500	
4.- Línea de impulsión y equipos de bombeo					x	x	x	x									104'847,000	
5.- Planta de tratamiento							x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	706'860,000	
6.- Almacenamiento							x	x	x	x	x	x	x				824'376,000	
7.- Sub-estación transformadora							x	x	x	x	x	x					47'813,500	
8.- Redes de distribución										x	x	x	x	x	x	x	1,592'480,460	
9.- Transportes de materiales				x	x	x	x	x	x	x	x						87'979,500	
																	TOTAL	4,445'315,760

CAPITULO XI

COMPOSICION DE LA INVERSION

INTRODUCCION

Se presentará en este capítulo la cuantificación y estimación de la inversión desde el punto de vista financiero, así como las categorías y subcategorías que lo conforman, en función de las diferentes estructuras del Sistema de Agua Potable. Dicha estructura se presenta en el presente cuadro :

Inversión Fija o Activos Fijos	Inversión Fija o Tangible	Agua Potable	Trabajos preliminares Captación Conducción Impulsión Tratamiento Almacenamiento Red de distribución Conexiones domiciliarias
	Inversión Intangible		Estudios y diseños de ingeniería Supervisión y Administración de obras. Imprevistos Instalaciones domiciliarias
Capital de trabajo	{ Costos imputables : sueldos de personal Costos de mantenimiento Costos variables		

11.1 INVERSION FIJA

La inversión fija abarca el desarrollo de las actividades necesarias para llevar a cabo el proyecto; desde los estudios definitivos de ingeniería, hasta la culminación de las obras.

Las obras del Sistema de Agua Potable se ejecutarán en 1991-1992 y 2003; sin embargo las obras previstas en el período 1991 - 1992 permitirán poner operativo el proyecto en el año 1993, siendo las inversiones en los próximos años necesarios para ampliar el sistema y prestar una mayor cobertura del servicio de acuerdo al crecimiento de la demanda prevista.

Para las inversiones en el, Sistema de Agua Potable se han considerado como costos indirectos : materiales y equipos, mano de obra, gastos generales y utilidad del contratista.

Para las inversiones intangibles se ha estimado los montos correspondientes a las subcategorías que a continuación se detallan : se ha asumido un porcentaje generalmente estimados en proyectos de la naturaleza y características del presente:

- Estudios y diseño de ingeniería : 5 % del monto de obras.
- Supervisión y administracio de obras : 15 % del monto de obras.

Imprevistos 15 % del monto de obras.

Instalaciones domiciliarias 65 % del monto de obras
(1,651 conexiones domiciliarias).

Los resultados obtenidos se presentan en el cuadro 11.1 - 1 que nos muestra la inversión del proyecto del Sistema de Agua Potable.

Cabe señalar que en el caso del presente proyecto no existen costos en divisas, directo ni indirecto dado que el material a utilizarse, así como los insumos utilizados para su fabricación son nacionales.

En el cuadro 11.1 - 2 se presenta la inversión fija descompuesta en los rubros de : mano de obra y materiales (se ha asumido una relación de 33 % y 67 % respectivamente).

11.2 CAPITAL DE TRABAJO

Para el cálculo de capital de trabajo se han asumido las siguientes consideraciones :

En el Sistema de Agua Potable se ha estimado el capital de trabajo requerido para un mes, que consisten en : sueldos del personal, incluidos beneficios sociales; mantenimientos de estructuras de edificios y equipos; y los costos de tratamiento y energía del sistema de Agua Potable.

Posteriormente en el cuadro siguiente se darán anualmente. (Estos costos se han obtenido en el Capítulo VIII - en el acápite 8.1 - Alternativa No. 1).

Cuadro No. 11.1-1

Inversión del Proyecto : Sistema de Agua Potable

(Precios Promedio, Agosto de 1989)

Categoría de Inversión	Programa de Inversiones			
	Primera Etapa En I/. (1900 - 1992)		Segunda Etapa En I/. (2002 - 2003)	
	En \$/.	En \$/.	En \$/.	En \$/.
1. Ingeniería y Administración	825'793,808	235,941	149'124,400	42,607
1.1 Estudio y Diseño de Ing.	206'448,452	58,985	37'281,100	10,652
1.2 Supervisión y Adm. de obra	619'345,356	176,956	111'343,300	31,955
2. Sistema de Agua Potable	4,128'969,040	1'179,705	745'622,000	213,035
2.1 Trabajos preliminares	9'565,500	2,733	-	-
2.2 Captación	15'938,300	4,554	-	-
2.3 Conducción	1,055'435,500	301,553	5'610,000	1,603
2.4 Impulsión	104'867,000	29,962	-	-
2.5 Tratamiento	706'860,000	201,960	342'720,000	97,920
2.6 Almacenamiento	824'376,000	235,536	397'292,000	113,512
2.7 Red de distribución	1,231'372,740	351,821	-	-
2.8 Conexiones domiciliarias	180'554,000	51,587	-	-
3. Mejoramiento del sist. exist.	157'043,000	44,869	-	-
3.1 Medidores de agua potable	157'043,000	44,869	-	-
4. Partidas sin asignación esp.	619'345,356	176,956	111'843	31,955
4.1 Imprevistos	619'345,356	176,956	111'	31,955
5. Capital de trabajo	340'997,112	97,428	-	-
Total	6,072'148,316	1'734,900	1,006'589,700	287,597

Tipo de cambio I/. 3500 por Dólar U.S.A. Promedio Agosto 1989

Cuadro 11.1 - 2

Inversiones en Mano de Obra y Materiales durante la ejecución del Proyecto

(Precios Promedio, Agosto de 1989) (&)

Categoría de Inversión	Programa de Inversiones					
	Primera Etapa			Segunda Etapa		
	Inversión Total	Mano de Obra (1990 - 1992)	Materia- les	Inversión Total	Mano de Obra (2002 - 2003)	Materia- les
2. Sistema de Agua Potable	4'128,969	1'362,560	2'766,409	745,622	246,055	499,566
2.1 Trabajos preliminares	9,565	3,157	6,409	-	-	-
2.2 Captación	15,938	5,260	10,678	-	-	-
2.3 Conducción	1'055,435	348,294	707,141	5,610	1,851	3,759
2.4 Impulsión	104,867	34,606	70,261	-	-	-
2.5 Tratamiento	706,860	233,263	473,596	342,720	113,098	229,622
2.6 Almacenamiento	824,376	272,044	552,332	397,292	131,106	266,186
2.7 Red de distribución	1'231,373	406,353	825,020	-	-	-
2.8 Conexiones domiciliarias	180,554	59,583	120,971	-	-	-
3. Mejoramiento del sist. exis.	157,043	51,824	105,219	-	-	-
3.1 Medidores de agua Potable	157,043	51,824	105,219	-	-	-
Total	4'286,012	1'414,384	2'871,628	745,622	246,055	499,567

Nota : No incluye Capital de trabajo, impuesto y Proyecto de Ingeniería

Mano de Obra : 33%

Materiales : 67%

(&) : En miles de intis

Sueldos	I/. 7'500,000	+
Mantenimiento	1'007,418	
Costos variables	19'901,008	
Capital de Trabajo	28'416,426	(mensual)

11.3 INVERSION TOTAL

El resumen total de los costos de inversión del proyecto en base a las categorías y subcategorías, consideradas de acuerdo al cuadro 11.1 - 1 es de I/. 6,072'148,316 de los cuales el 67 % corresponde a la inversión fija tangible, el 26 % a la inversión intangible, y el 7 % al capital de trabajo.

La composición de la inversión se asume de la siguiente manera :

Ingeniería y Administración	13 %
Sistema de Agua Potable	67 %
Mejoramiento del sistema	3 %
Partidas sin asignación específica	10 %
Capital de trabajo	7 %
Inversión Total	100 %

11.4 CRONOGRAMA DE EJECUCION DE INVERSIONES

Se ha asumido el siguiente cronograma de inversiones, el cual ha sido elaborado en función del tiempo promedio que demora

la ejecución física de las obras programadas por la naturaleza presente del proyecto. En el cuadro 11.4 - 1 muestra el cronograma de inversiones del sistema de Agua Potable (En miles de Intis).

11.5 INVERSIONES FUTURAS

Las inversiones futuras del presente proyecto de sistema de Agua Potable se muestra en el cuadro 11.5 - 1. Indica las inversiones futuras del sistema de Agua Potable. En el cuadro se muestra las columnas referentes al costo de las redes de distribución, al costo de las conexiones domiciliarias, y al costo de reposición de equipos, los cuales serán explicados en las siguientes líneas :

11.5.1 REPOSICIONES

Se preve que la reposición principal se presentará en el año 2002, para la renovación del equipo de bombeo en el sistema de Agua Potable; esta reposición se ha planteado teniendo en cuenta la probable vida útil de este elemento (10 años).

11.5.2 RED DE DISTRIBUCION Y CONEXIONES DOMICILIARIAS

11.5.2.1 Inversiones en la Red de Distribución

La inversión futura en la red de distribución constituyen un rubro importante. Para

Cuadro 11.4 - 1

Cronograma de Inversiones

(Precios Promedio, Agosto de 1989)

Categoría de Inversión	Programa de Inversiones (en miles de Intis)					
	Primera Etapa			Segunda Etapa		Etapa Total
	Año 1 1990	Año 2 1991	Año 3 1992	Año 1 2002	Año 2 2003	
1. Ingeniería y Administración	206,448	433,542	185,803	37,281	111,843	974,917
1.1 Estudio y Diseño de Ing.	206,448	-	-	37,281	-	243,729
1.2 Supervisión y Adm. de obra	-	433,542	185,803	-	111,843	731,188
2. Sistema de Agua Potable	-	2'890,278	1'238,691	-	745,622	4'874,591
2.1 Trabajos preliminares	-	6,696	2,870	-	-	9,566
2.2 Captación	-	11,157	4,781	-	-	15,938
2.3 Conducción	-	738,805	316,631	-	5,610	1'061,046
2.4 Impulsión	-	73,407	31,460	-	-	104,867
2.5 Tratamiento	-	494,802	212,058	-	342,720	1'049,580
2.6 Almacenamiento	-	577,063	247,313	-	397,292	1'221,668
2.7 Red de distribución	-	861,961	369,412	-	-	1'231,373
2.8 Conexiones domiciliarias	-	126,388	54,166	-	-	180,554
3. Mejoramiento del sist. exis.	-	157,043	-	-	-	157,043
3.1 Medidores de agua	-	157,043	-	-	-	157,043
4. Partidas sin asignación esp.	-	433,542	185,804	-	111,843	731,189
4.1 Imprevistos	-	433,542	185,804	-	111,843	731,189
5. Capital de Trabajo	-	-	340,997	-	-	340,997
Total	206,448	3'914,404	1'951,295	37,281	969,309	7'078,738

Cuadro Nº 11.5 - 1

Inversiones futuras del sistema de Agua Potable

(Miles de intis, Agosto de 1989)

Año	Incremento de Conexiones	Conexiones de agua	Redes de rellenos I/.	Equipos I/.	Total I/.
1993	401	152,555	321,650		494,205
1994	416	158,260	333,682		491,942
1995	435	164,348	346,516		510,864
1996	447	170,054	368,548		528,602
1997	464	176,522	372,184		548,706
1998	480	182,609	385,018		567,627
1999	497	189,076	398,054		587,730
2000	514	195,544	412,290		607,834
2001	531	202,011	425,926		627,937
2002	549	208,859	440,364	2,547 (1)	651,770
2003	483	183,750	387,424		571,174
2004	496	188,696	397,852		586,548
2005	509	193,641	408,279		601,920
2006	524	193,348	420,311		619,659
2007	537	204,294	430,738		635,032
2008	552	210,000	442,770		652,770
2009	566	215,326	454,000		669,326
2010	580	220,652	465,230		685,882
2011	595	226,359	477,262		703,621
2012	610	232,065	489,293		721,358

Nota :

(1) Reposición de equipos de 18 Hp cada uno.

Conexión : I/. 380,435; frente por conexión : 11 m a 72,920 I/. por m de tubería de 4".

el cálculo de estas inversiones se ha considerado las redes de agua potable con un diámetro de 4", que tendrán un costo de 72,920 I/. por metro lineal de red de distribución instalada. En el cuadro 11.5 - 1 se muestran los costos y las inversiones futuras año a año.

11.5.2.2 Inversiones Futuras en Conexiones Domiciliarias

Se ha considerado como inversiones futuras para el período 1993 - 2012, las inversiones en conexiones domiciliarias; se han valorizado unitariamente en 380,435 Intis por conexión. Con estas valorizaciones y los pronósticos de conexiones durante el período de diseño, se ha procedido a estimar las inversiones en conexiones futuras tal como se muestran en el cuadro 11.5 - 1.

11.5.2.3 Inversiones Mediante un Fondo Rotativo

En el programa de inversiones de las conexiones domiciliarias y redes de relleno, durante el período de 1993 al 2002, se realizará mediante la creación de un fondo rotativo y/o préstamo local, con el fin de viabilizar un crecimiento acelerado del número de usuarios.

En el cuadro 11.5 - 2 se muestra el fondo rotativo para el período de 1993 al 2002.

CUADRO 11.5 - 2

Fondo rotativo

(Millones de Intis, Agosto de 1989)

Años	1992	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
I/.	164	164	164							
		164	164	164						
			170	170	170					
				176	176	176				
					183	183	183			
						189	189	189		
							196	196	196	
								203	203	203
									209	209
										216
Total	164	328	399	510	529	548	568	588	608	628

11.6 INVERSIONES EN DOLARES EN TERMINOS CORRIENTES

En el cuadro 11.6 - 1 se presenta el calendario de inversiones en dólares en términos corrientes el cual ha sido elaborado considerando una tasa de 10 % anual para el dólar como factor de ajuste alcanzando la inversión un total de \$ 2'160,200 dólares. (Viene del cuadro No. 11.4 - 1 llevados a dólares corrientes del total de la primera etapa)

Cuadro No. 11.6 - 1
Calendario de inversiones en dólares

(Primera etapa 1990 - 1992)

Año	U.S. \$ en términos constantes	U.S. en términos corrientes
1990	58,985	64,884
1991	1'118,402	1'353,266
1992	557,513	742,050
Total	1'734,900	2'160,200

Nota : Se ha considerado como factor de ajuste a términos corrientes una tasa anual del orden del 10% por efecto de escalamiento de precio.

La siguiente fórmula nos permite calcular el dólar en constantes :

$$C_f = C_i (1 + \%)^t$$

Donde

C_f = Capital final (en términos constantes)

C_i = Capital inicial (en términos corrientes)

% = Tasa anual del orden del 10 %

t = Tiempo en años, empieza con el año 1, 2, 3 tal como aparecen en el cuadro 11.6 - 1

CAPITULO XII

FINANCIACION DE LA INVERSION

12.1 PLAN DE FINANCIAMIENTO

Inicialmente, para la ejecución del presente proyecto, se considera las siguientes fuentes de financiamiento :

Recursos propios

- Aportes de beneficiarios
- Aportes del gobierno
- Aportes del gobierno y con un préstamo del Banco Interamericano de Desarrollo (B.I.D.)

Realizando el correspondiente análisis financiero a cada una de las fuentes de financiamiento planteadas se determina lo siguiente :

- Con recursos propios de la Unidad Operativa de Huaraz no es posible llevar a cabo el financiamiento de la obra.

Con aporte de beneficiarios tampoco sería posible financiar la obra.

- Con inversión del gobierno mediante un préstamo a la Uni-

dad Operativa de Huaraz no es posible financiar la obra a consecuencia de la crisis económica.

- Queda la posibilidad de financiar mediante la inversión del gobierno, y un préstamo del B.I.D.

Estos aportes se distribuirían así

A) Aportes del gobierno

Ing. y Administración	100	%
Sistema de Agua Potable	37	%
Mejoramiento del sist. exist.	42	%
Partidas sin asignación	44.5	%
Capital de trabajo	100	%

B) Aportes del B.I.D.

Sistema de Agua Potable	63	%
Mejoramiento del sist. exist.	58	%
Partidas de asignación	55.5	%

12.2 FINANCIAMIENTO CON PRESTAMO DEL B.I.D.

12.2.1 PLAN DE FINANCIAMIENTO DEL PROYECTO

En el Cuadro Nº 12.2.1 - 1 se puede apreciar la estructura del capital para la inversión propuesto para

Cuadro No. 12.2.1-1

Estructuras del capital para la inversión
(A precios promedio, Agosto de 1989)

Categorías de Inversión	Fuentes de Financiamientos					
	Total		Aporte del Gobierno		Aporte del B.I.D.	
	Moneda (*) Nacional	U.S. Dólar	Moneda (*) Nacional	U.S. Dólar	Moneda (*) Nacional	U.S. Dólar
1. Ingeniería y Administración	825,794	235,941	825,794	235,941	-	-
1.1 Estudio y Diseño de Ing.	206,448	58,985	206,448	58,985	-	-
1.2 Supervisión y Adm. de obra	619,345	176,956	619,345	176,956	-	-
2. Sistema de Agua Potable	4'128,969	1'179,705	1'527,718	436,491	2'601,250	743,214
2.1 Trabajos preliminares	9,566	2,733	3,539	1,011	6,026	1,722
2.2 Captación	15,938	4,554	5,897	1,685	10,041	2,869
2.3 Conducción	1'055,435	301,553	390,511	111,575	664,924	189,978
2.4 Impulsión	104,867	29,962	38,801	11,086	66,066	18,876
2.5 Tratamiento	706,860	201,960	261,538	74,725	445,322	127,235
2.6 Almacenamiento	824,376	235,536	305,019	87,148	519,357	148,388
2.7 Red de distribución	1'231,373	351,821	455,608	130,174	775,765	221,647
2.8 Conexiones domiciliarias	180,554	51,587	66,805	19,087	113,749	32,500
3. Mejoramiento del sist. exist.	157,043	44,869	65,958	18,845	91,085	26,024
4. Partidas sin asignación esp.	619,345	176,956	275,607	78,744	343,739	98,212
5. Capital de trabajo	340,997	197,428	340,997	97,428	-	-
Total	6'072,148	1'734,900	3'036,074	867,450	3'036,074	867,450

Tipo de cambio I/. 3,500 por dólar mes de Agosto de 1989

(*) : En miles de intis

las diferentes categorías de inversión del proyecto.
(Viene del Cuadro Nº 11.1 - 1; Primera Etapa).

12.2.2 CALENDARIO DE EJECUCION DE INVERSTIONES Y DESEMBOLSOS DE PRESTAMO

De acuerdo con el calendario de ejecución de inversiones presentado en el Cuadro Nº 12.2.2 - 1 que nos muestra el cronograma de inversiones y desembolsos de las fuentes de financiamiento; los desembolsos correspondiente al préstamo del B.I.D. son los siguientes : (*)

Categorías de inversión	En miles de I/. constantes
Año 1	
Sistema de Agua Potable	-----
Año 2	
Sistema de Agua Potable	1'820,875
Mejoramiento del sistema de Agua Potable	91,084
Partidas sin asignación específicas	240,617 -----
Sub total	2'152,578

Cuadro 12.2.2 - 1

Cronograma de inversiones y desembolsos de las fuentes de financiamiento
(Precios promedio del mes de Agosto de 1989)

Categoría de Inversión	Total		Aporte del Gobierno		Aporte del B.J.D.	
	Moneda Nacional (*)	U.S. Dólar	Moneda Nacional (*)	U.S. Dólar	Moneda Nacional (*)	U.S. Dólar
Año 1	<u>206,448</u>	<u>58,985</u>	<u>206,448</u>	<u>58,985</u>	-	-
Estudios y diseños de Ing.	206,448	58,985	206,448	58,985	-	-
Año 2	<u>3'914,405</u>	<u>1'118,402</u>	<u>1'761,827</u>	<u>503,379</u>	<u>2'152,578</u>	<u>615,023</u>
Supervisión y Adm. de obras	433,542	123,869	433,542	123,869	-	-
Sistema de Agua Potable	2'890,278	825,794	1'069,403	305,544	1'820,875	520,250
Mejoramiento del sist. exis.	157,043	44,869	65,958	18,845	91,085	26,024
Partidas sin asignación esp.	433,542	123,869	192,924	55,120	240,618	68,749
Año 3	<u>1'951,295</u>	<u>557,513</u>	<u>1'067,799</u>	<u>305,086</u>	<u>883,496</u>	<u>252,427</u>
Supervisión y Ad. de obra	185,804	53,087	185,804	53,087	-	-
Sistema de Agua Potable	1'238,691	353,912	458,316	130,947	780,375	222,965
Mejoramiento del sist. exis.	-	-	-	-	-	-
Partidas sin asignación esp.	185,804	53,087	82,683	23,625	103,121	29,462
Capital de trabajo	340,997	197,428	340,997	197,428	-	-
Total	6'072,148	1'734,900	3'036,074	867,450	3'036,074	867,450

Tipo de cambio I/. 3,500 por dólar mes de Agosto de 1989
(*) : En miles de intis

Año 3

Sistema de Agua Potable	780,375
Partidas sin asignación específicas	103,121
Sub total	883,496

Resumen : el total de desembolsos del B.I.D. en el sistema de Agua Potable es : I/.3'036,074.

(*) : Viene del Cuadro Nº 11.4 - 1; Cronograma de inversiones, Primera Etapa.

12.2.3 CONDICIONES FINANCIERAS CONSIDERADAS EN EL PRESTAMO DEL B.I.D.

En base a los cuadros anteriores el préstamo se entregará en las siguientes condiciones a propuesta del B.I.D. :

- a) Intereses : 10.25 % sobre saldo desembolsado.
- b) Inspección y vigilancia : 1 % una sola vez sobre el monto del préstamo.
- c) Período de financiamiento : 20 años.
- d) Comisión de compromiso : 1.25 % sobre el saldo no desembolsado.

e) Período de gracia : 4 años.

f) Período de amortización :16 años.

En el Cuadro Nº 12.2.3 - 1 nos muestra El servicio de la deuda, Crédito B.I.D. del sistema de Agua Potable. En miles de Intis constantes.

En el Cuadro Nº 12.2.3 - 2 nos muestra : El servicio de la deuda, Crédito B.I.D. del sistema de Agua Potable, en miles de dólares.

Definiciones :

Amortización : Es la cantidad correspondiente a la devolución de una parte del principal; es decir del saldo adeudado.

Intereses ; Son los montos correspondientes al pago por el uso del capital prestado, según su costo de oportunidad.

Para el cálculo de interés se utilizará la fórmula de la anualidad constante.

12.2.4 INTERESES DEL PERIODO PRE-OPERATIVO.

El financiamiento del pago de los intereses durante el

Cuadro 12.2.3 - 1

Servicio de la deuda - Crédito B.I.D.

Sistema de Agua Potable

(Miles de Intls, Agosto de 1989)

Año	Desemb.	Saldo Préstam.	Intereses	Amortización	Com. Créd.	Insp. Vig.	Serv. Deuda
1991	2'152,578	2'152,578	55,159	-	14,216	37,950	107,325
1992	883,496	3'036,074	243,279	-	2,208	-	245,487
1993	-	3'036,074	311,198	-	-	-	311,198
1994	-	3'036,074	311,198	-	-	-	311,198
1995	-	2'846,320	306,335	189,754	-	-	496,089
1996	-	2'656,566	286,885	189,754	-	-	476,639
1997	-	2'466,812	267,436	189,754	-	-	457,190
1998	-	2'277,058	247,986	189,754	-	-	437,740
1999	-	2'087,304	228,536	189,754	-	-	418,290
2000	-	1'897,550	209,086	189,754	-	-	398,840
2001	-	1'707,796	189,636	189,754	-	-	379,390
2002	-	1'518,042	170,187	189,754	-	-	359,941
2003	-	1'328,288	150,737	189,754	-	-	340,491
2004	-	1'138,534	131,287	189,754	-	-	321,041
2005	-	948,780	111,837	189,754	-	-	301,591
2006	-	759,026	92,388	189,754	-	-	282,142
2007	-	569,272	72,937	189,754	-	-	262,691
2008	-	379,518	53,488	189,754	-	-	243,242
2009	-	189,764	34,038	189,754	-	-	223,792
2010	-	-	14,588	189,764	-	-	204,342

Com. Créd. = Comisión de Crédito

Insp. Vig. = Inspección y Vigilancia

1991 - 1992 = Años pre-operativo

Cuadro 12.2.3 - 2

Servicio de la deuda - Crédito B.I.D.

Sistema de Agua Potable

(U. S. Dólares)

Año	Desemb.	Saldo Préstam.	Intereses	Amortización	Com. Créd.	Insp. Vig.	Serv. de Deuda
1991	615,023	615,023	15,760	-	4,062	8,675	28,497
1992	252,427	867,450	69,508	-	631	-	70,139
1993	-	867,450	88,914	-	-	-	88,914
1994	-	867,450	88,914	-	-	-	88,914
1995	-	813,236	87,525	54,214	-	-	141,739
1996	-	759,022	81,967	54,214	-	-	136,181
1997	-	704,808	76,411	54,214	-	-	130,625
1998	-	650,594	70,853	54,214	-	-	124,977
1999	-	596,380	65,297	54,214	-	-	119,421
2000	-	542,166	59,739	54,214	-	-	113,952
2001	-	487,952	54,183	54,214	-	-	108,397
2002	-	433,738	48,626	54,214	-	-	102,840
2003	-	379,524	43,069	54,214	-	-	97,192
2004	-	325,310	37,512	54,214	-	-	91,726
2005	-	271,096	31,955	54,214	-	-	86,169
2006	-	216,882	26,398	54,214	-	-	80,612
2007	-	162,668	20,841	54,214	-	-	75,055
2008	-	108,454	15,285	54,214	-	-	69,499
2009	-	54,240	9,727	54,214	-	-	63,941
2010	-	-	4,171	54,214	-	-	58,411

Com. Créd. = Comisión de Crédito

Insp. Vig. = Inspección y Vigilancia

1991 - 1992 = Años pre-operativo

período pre-operativo se asume que se efectuará con el aporte del gobierno, el cual asciende a la suma de I/. 298'438,000.

CAPITULO XIII

TARIFAS

13.1 SISTEMA ACTUAL

13.1.1 DESCRIPCION DEL SISTEMA TARIFARIO

Política tarifaria

Para los servicios de agua potable, en el país se ha basado en la premisa que el total recaudado debe cubrir los costos totales de operación, mantenimiento y administración, incluyendo así mismo depreciaciones, y un fondo para los servicios de la deuda por renovaciones, y ampliaciones de obra que se pueda contraer.

En algunos casos el sistema tarifario aplicado en nuestro país no ha permitido cumplir con esta premisa al haber tomado decisiones políticas que afectan el nivel de ingresos por los servicios de agua potable.

Clasificación del sistema tarifario del país :

En 1,989 las tarifas correspondientes al servicio de agua potable y alcantarillado se establecieron para

cuatro grupos que comprendían las localidades siguientes :

Grupo I - A : Acobamba (Huancavelica), Huancavelica, Huanta, Izcuchaca, Lircay.

Grupo J : Moquegua, Carhuaz, Cerro Azul, San Antonio, Vegeta.

Grupo II : Aija, Andahuaylas, Ayacucho, Bambamarca, Bellavita, Cajatambo, Cajabamba, Cañete, Casma, Castro Virreyna, Cेलendín, Contumazá, Chíncha Baja, Chiquian, Huambos, Huánuco, Huarmey, Huarochiri, Lamud, La Unión, Lunahuaná, Luya, Marcara, Matucana, Oyon, Pativilca, Ranrahirca, San Luis, San Miguel (Cajamarca), Sayán, Tambo de Mora, Yungay.

Grupo III : Mala, Saposoa.

Grupo IV : Abancay, Bagua, Bagua Grande, Cajamarca, Caraz, Cutervo, Chachapoyas, Chancay, Chimbote, Chíncha Alta, Chota, Grocio Prado, Huacho, Huaral, Huaraz, Imperial, Jaen, Juanjui La Tinguina, Moyobamba, Nazca, Palpa, Pisco, Pucallpa, Puerto Maldonado, Recuay, Rioja, Salas (Ica), Supe Pueblo, Tarapoto, Tingo María.

De acuerdo a esta clasificación la ciudad de Huaraz se encuentra clasificada en el grupo tarifario N° IV y comprende las siguientes categorías de servicios :

Servicio doméstico

Es la prestación del servicio dirigido al consumo humano y

fines domésticos. Tiene dos tipos de servicios

Doméstico con consumo mínimo de 15 m^3 , se refiere a viviendas de un solo caño en barrios marginales de gente de bajos ingresos.

Doméstico con consumo mínimo de 20 m^3 , referido a viviendas con servicio completo (agua, desagüe, tinajas, duchas, w.c., etc.).

Servicio comercial :

Es la prestación del servicio cuyo destino significa lucro, por parte del usuario. Tiene dos tipos de servicio :

Comercial con consumo mínimo de 30 m^3 , incluye a tiendas o negocios que no consumen mucha agua.

Comercial con consumo mínimo de 50 m^3 , que comprende a los comercios de : restaurante, hoteles, o abastecimientos de agua para construcciones.

Servicio industrial :

Es la prestación del servicio para fines industriales y procesos productivos. Tiene dos tipos de servicios :

Industrial con consumo mínimo de 60 m^3 , se refiere a pequeñas heladerías.

Industrial con consumo mínimo de 100 m^3 , que abarca las fábricas

cas de gaseosas, y otros consumidores.

El diámetro de las tuberías empleadas en las conexiones varía, de acuerdo al consumo local (puntos de abastecimientos), oscilando entre 1/2" a 4", los mayores diámetros corresponden a comercios tales como hoteles, restaurantes, hospitales, y fábrica de gaseosas.

En el siguiente cuadro podemos observar el número de usuarios por tipo de servicios, para la ciudad de Huaraz de acuerdo al año 1,988 (a Diciembre).

Servicio	Nº de usuarios	%
Doméstico	6,205	82.1
Comercial	1,259	17.2
Industrial	38	0.7
Total	7,502	100.0

El mayor servicio de agua potable que da la Unidad Operativa de Huaraz es el doméstico con un 82.1 %.

Clasificación por volúmenes :

En cuanto al volumen de agua potable se puede considerar que existen dos clases de consumo : el de consumo fijo y el de consumo variable. El consumo fijo o mínimo, que depende de

la categoría del local o vivienda; se aplica cuando los consumos son menores o iguales a los niveles mínimos establecidos. Es decir su valor se paga aún cuando en términos reales no hayan consumido agua por algún motivo. El consumo variable es la parte del consumo que supera al mínimo y fluctúa mensualmente de acuerdo a los niveles de consumo real.

El número de servicios facturados es igual a las conexiones totales instaladas menos el número de instalaciones pendientes por habilitar y al número de servicios clausurados; adicionalmente se incrementa con el total de derivaciones. Es decir

$$\text{Nº de Servicios Facturados} = \text{Conexiones Totales} - \text{Conexiones por habilitar} - \text{Servicios Clausurados} + \text{Total de derivaciones}$$

Las tarifas establecidas para el servicio de Agua Potable en la ciudad de Huaraz, se consideran un valor por m^3 para el consumo fijo (mínimo) y un valor superior por cada m^3 que exceda el nivel mínimo (consumo variable). En cuanto al servicio de alcantarillado se ha establecido que su mantenimiento se computará del 30% del valor facturado por agua potable.

En el presente proyecto se ha considerado al número de Conexiones totales como a los consumos de acuerdo a las diversas categorías : domésticas, comerciales e industriales; estos valores han sido proporcionados por la Unidad Operativa de Huaraz.

El total de derivaciones que se han considerado son :

Conexiones para jardines y grifos contra incendio; en la ciudad de Huaraz no hubo incendios en este año.

En el siguiente Cuadro podemos observar el consumo de agua potable en m³ por tipo de servicio para la ciudad de Huaraz, de acuerdo al año 1,988.

Servicio	Consumo	%
	m ³ /año	
Doméstico	123,316	64.2
Comercial	68,150	33.1
Industrial	5,594	2.7
Total	206,059	100.0

El mayor consumo en m³/año correspondió a la categoría doméstica.

Tabla de coeficientes según diámetros :

El organismo encargado de dar las resoluciones, mediante el cual fija los incrementos del agua potable a nivel nacional es la oficina de la Comisión Reguladora de Tarifas de Agua Potable (CORTAPA). Dichas Resoluciones son publicadas en el Diario Oficial El Peruano.

De acuerdo a la Resolución N° 002-89-VC-5000, el cual fue publicado en El Peruano, en la ciudad de Lima en el mes de febrero de 1,989, se reajustan los niveles tarifarios de acuerdo al tipo de servicio; volumen consumido y diámetros más usados 1/2" a 5/8".

Estos coeficientes multiplicado por el costo de m³ de agua y de acuerdo al tipo de servicio, dará como resultado el valor de agua consumido.

La ciudad de Huaraz pertenece al Grupo IV de acuerdo a la Resolución N° 002-89-VC-5000.

En el siguiente Cuadro se muestran los coeficientes

-----				-----					
Hasta el límite I/.				Sobre el límite I/.					
-----				-----					
D	-	20	1/2"	52.2	D	-	20	1/2"	104.4
D	-	15	1/2"	44.2	D	-	15	1/2"	88.3
C	-	50	1/2"	92.4	C	-	50	1/2"	138.5
C	-	30	1/2"	76.3	C	-	30	1/2"	114.4
J	-	100	1/2"	132.5	J	-	100	1/2"	200.8
J	-	60	1/2"	118.5	J	-	60	1/2"	178.7
-----				-----					

13.1.2 ANALISIS DE LA TARIFA PROMEDIO

La Unidad Operativa de Huaraz de los servicios de agua potable para efectos de cobranza aplica la tarifa promedio en los casos siguientes :

Defecto en el funcionamiento del medidor :

Al comprobar las deficiencias en el normal funcionamiento del medidor la Unidad Operativa de Huaraz procede a cobrar el consumo, calculando la tarifa promedio, en base al consumo registrado en los tres últimos meses, antes de presentarse el defecto en el funcionamiento del medidor.

Consumo múltiple en una sola instalación :

Si existe en un solo predio como callejones, establecimientos comerciales que cuentan con un solo medidor se fija la tarifa promedio múltiple, teniendo en cuenta el tipo de servicio, el consumo mínimo y el exceso.

13.1.3 SISTEMAS VIGENTES DE COBRANZAS POR CONEXIONES

Para solicitar la instalación y ejecución de conexiones domiciliarias los usuarios se dirigen a la Unidad Operativa del Servicio de Agua Potable de la ciudad de Huaraz donde elaboran un presupuesto para los servicios de agua.

Las solicitudes son admitidas cuando existen redes locales en la vía donde se ubica el inmueble, así mismo, el abastecimiento de agua debe suministrar caudales y presiones que cubran la demanda.

El costo de ejecución de las conexiones domiciliarias varían de acuerdo al tipo de servicio y medidores de consumo de agua. Así por ejemplo presentamos un presupuesto para la conexión domiciliaria de Agua Potable en la ciudad de Huaraz para un servicio doméstico y con un medidor de 1/2" que es uno de los menores precios. Esta lista ha sido elaborada al 30/8/1,989. Los precios se están incrementando de acuerdo al INE; por lo tanto, estos precios están vigentes durante 15 días.

13.1.4 SERIES HISTÓRICAS DE TARIFAS APLICADAS DURANTE LOS TRES ÚLTIMOS AÑOS

En el siguiente Cuadro Nº 13.1.4 - 1 se muestra el costo por metro cúbico por tipo de servicio y categorías de los últimos tres años aplicados a los servicios de Agua Potable y Alcantarillado para la ciudad de Huaraz. Los años que se consideran son : 1,986, 1987, y 1,988, que son estudiados en el presente proyecto.

Así mismo, debe señalarse que las tarifas establecidas corresponden al grupo IV de la clasificación de localidade

SENAPA

Unidad Operativa - Huaraz Presupuesto Nro.

Transacciones :

Conexión de Agua Potable	x	1	Cambio de diámetro	3
Instalación de medidor		2	Reparaciones	4
Otros		5	Fecha :	30 / 8 / 1989

Nombres y Apellidos / Razón Social

Av. Jr.	No.	Lote	Teléf:
Departamento Ancash	Provincia Huaraz	Distrito Huaraz	

Item	Descripción	Unid.	Cant.	Precio	Costo
				Unit.	Total
				1/.	1/.

A.- Materiales

1.- Abrazadera para tubería matriz de ø 6" ø 1/2"	U	1		19,460
2.- Llave de toma corporation ø 1/2"	U	1		8,695
3.- Llave de medidor paso ø 1/2"	U	1		9,390
4.- Llave de compuerta ø 1/2"	U	1		9,350
5.- Niple trans.(2) pegamento	U			4,502
6.- Marco y tapa para caja de med.	U	1		19,740
7.- Tubo de conducción A.P. ø 1/2"	m	3	2180	6,540
8.- Forro para tubería de agua	m			
9.- Caja prefabricada para med.	U			6,240
10.- Ladrillo (S)	U			
11.- Cemento	bl	1/2		6,450
12.- Hormigón	m ³			
13.- Arena	m ³	1/10		700
14.- Soldadura	Kg			
15.- Otros materiales Extensión				1,200

Sub Total

92,267

B.- Mano de Obra

1.- Rotura de pavimento Long. m Ancho				
2.- Rotura de vereda Long. m Ancho				
3.- Apertura de zanjas : Profundidad				
1.5 m	m ²	3	2339	7,018
4.- Instalación de llave de toma	U			4,449
5.- Instalación de tub. y accesorio	U			
6.- Construcción de caja	U			4,213
7.- Relleno y apisonada de zanja	m ²	3	3203	9,609
8.- Reconstrucción de pavimento				
9.- Reconstrucción de vereda	m ²			2,831
10.- Protección de caja de medidor	U			
11.- Eliminación de desmonte	m ³	3	5939	17,817
12.- Instalación de medidor	U			4,004
13.- Otros transporte y empalme	U			12,215
Medidor de consumo Inca ø 1/2"				167,800
Sub total				209,584

C.- Gastos Administrativos

" "				92,267
Sub total				301,851

D.- Medidor de consumo				15,092
				30,185

Total 347,129

Hecho por :

Aprobado :

Aceptado :

Cargo Firma

Cargo Firma

Cargo Firma

Cuadro 13.1.4 - 1

Pagos por m³ para las diferentes categorías de los últimos tres años (*)

Mes	Año	D - 30		D - 15		C - 60		C - 30		I - 100		I - 60	
		(1) l/m ³	(2) l/m ³	(1) l/m ³	(2) l/m ³	(1) l/m ³	(2) l/m ³	(1) l/m ³	(2) l/m ³	(1) l/m ³	(2) l/m ³	(1) l/m ³	(2) l/m ³
Ener	86	0.54	1.08	0.43	0.87	1.06	1.61	0.90	1.36	1.80	2.61	1.54	2.30
Feb	86	0.54	1.08	0.43	0.87	1.06	1.61	0.90	1.36	1.80	2.61	1.54	2.30
Mar	86	0.54	1.08	0.43	0.87	1.06	1.61	0.90	1.36	1.80	2.61	1.54	2.30
Abr	86	0.54	1.08	0.43	0.87	1.06	1.61	0.90	1.36	1.80	2.61	1.54	2.30
May	86	0.54	1.08	0.43	0.87	1.06	1.61	0.90	1.36	1.80	2.61	1.54	2.30
Jun	86	0.60	1.20	0.49	1.00	1.21	1.85	1.03	1.56	2.07	3.00	1.77	2.64
Jul	86	0.60	1.20	0.49	1.00	1.21	1.85	1.03	1.56	2.07	3.00	1.77	2.64
Ags	86	0.60	1.20	0.49	1.00	1.21	1.85	1.30	1.56	2.07	3.00	1.77	2.64
Set	86	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Oct	86	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Nov	86	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Dic	86	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Ene	87	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Feb	87	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Mar	87	0.70	1.40	0.60	1.20	1.60	2.30	1.30	2.00	2.40	3.60	2.20	3.20
Abr	87	1.30	2.65	1.10	2.20	2.30	3.50	1.90	2.80	3.40	4.90	3.00	4.60
May	87	1.30	2.65	1.10	2.20	2.30	3.50	1.90	2.80	3.40	4.90	3.00	4.60
Jun	87	1.56	3.12	1.32	2.64	2.76	4.14	2.28	3.42	4.08	6.12	3.60	5.40
Jul	87	1.56	3.12	1.32	2.64	2.76	4.14	2.28	3.42	4.08	6.12	3.60	5.40
Ags	87	1.56	3.12	1.32	2.64	2.76	4.14	2.38	3.42	4.08	6.12	3.60	5.40
Set	87	2.00	4.00	1.70	3.40	3.50	5.30	2.90	4.40	5.10	7.70	4.50	6.80
Oct	87	2.00	4.00	1.70	3.40	3.50	5.30	2.90	4.40	5.10	7.70	4.50	6.80
Nov	87	2.60	5.20	2.20	4.40	4.60	6.90	3.80	5.70	6.60	10.00	5.90	8.90
Dic	87	2.60	5.20	2.20	4.40	4.60	6.90	3.80	5.70	6.60	10.00	5.90	8.90
Ener	88	2.60	5.20	2.20	4.40	4.60	6.90	3.80	5.70	6.60	10.00	5.90	8.90
Feb	88	3.38	6.76	2.86	5.72	5.98	8.97	4.94	7.41	8.58	13.00	7.67	11.59
Mar	88	3.38	6.76	2.86	5.72	5.98	8.97	4.94	7.41	8.58	13.00	7.67	11.59
Abr	88	3.38	6.76	2.86	5.72	5.98	8.97	4.94	7.41	8.58	13.00	7.67	11.59
May	88	3.38	6.76	2.86	5.72	5.98	8.97	4.94	7.41	8.58	13.00	7.67	11.59
Jun	88	3.38	6.76	2.86	5.72	5.98	8.97	4.94	7.41	8.58	13.00	7.67	11.59
Jul	88	5.07	10.14	4.29	8.58	8.97	13.46	7.41	11.12	12.87	19.50	11.51	17.36
Ags	88	5.07	10.14	4.29	8.58	8.97	13.46	7.41	11.12	12.87	19.50	11.51	17.36
Set	88	13.20	26.40	11.20	22.30	23.30	35.00	19.30	28.90	33.50	50.70	29.90	45.10
Oct	88	13.20	26.40	11.20	22.30	23.30	35.00	19.30	28.90	33.50	50.70	29.90	45.10
Nov	88	13.20	26.40	11.20	22.30	23.30	35.00	19.30	28.90	33.50	50.70	29.90	45.10
Dic	88	13.20	26.40	11.20	22.30	23.30	35.00	19.30	28.90	33.50	50.70	29.90	45.10

Nota :

(1) Antes del límite

(2) Sobre el límite

(*) Obtenidos de las resoluciones publicadas por CORTAPA

des administradas por el SENAPA y que son reguladas por CORTAPA

13.2 SISTEMA PROYECTADO

13.2.1 INTRODUCCION

El suministro de agua potable, de buena calidad y cantidad a los usuarios, involucra un costo. Por lo tanto se justifica una tarifa real, económica y socialmente, de tal modo que

Proporcionen ingresos brutos suficientes para cubrir los diversos costos.

Promuevan un uso racional del agua y prevengan su derroche.

Sean factibles desde el punto de vista económico.

En el presente proyecto no se considera la posibilidad de una subvención del estado, lo que disminuiría un poco la tarifa sino que se pretende que la Empresa sola cubra con el costo, pero supeditado a la capacidad de pago de los usuarios.

13.2.2 ANALISIS DE LA TARIFA PROMEDIO REQUERIDA PARA LOS DIVERSOS GRADOS DE COBERTURA DE LOS COSTOS.

En el sistema de Agua Potable los rubros que inciden

en el costo del agua son : Costos de Operación y Mantenimiento, Depreciación y Amortización de la deuda.

Veamos ahora cada uno de estos rubros

Costos de Operación :

Costos Fijos Comprende todos los gastos de personal, mano de obra y técnica.

El costo anual estimado asciende a la suma de I/.90'096,000, incluido los beneficios sociales.

Se prevé un incremento cada 5 años, debida al aumento de personal tanto en la parte técnica como administrativa. (Ver el Cuadro N° 13.2.2 - 4).

Costos Variables

Son aquellos que están en función de los volúmenes de agua potable producidos; se estima en I/. 238'812,096/ m³ de agua anualmente. Estos datos se obtienen del capítulo VIII sobre Costos de Operación y Mantenimiento (Ver Cuadro N° 13.2.2 - 4).

Costos de Mantenimiento :

Comprende los gastos de conservación y reparación de oficinas y locales; se estima en I/. 16'889,016 anuales. Se prevé un incremento cada cinco años. Estos datos se obtienen del Capítulo VIII sobre Costos de

Operación y Mantenimiento. (Ver Cuadro Nº 13.2.2 - 4).

Depreciación :

Económicamente, depreciación es la pérdida del valor que experimenta un bien físico de capital por efecto de desgaste o obsolescencia en su vida útil. (Ver Cuadro Nº 13.2.2 - 1 y el Cuadro Nº 13.2.2 - 2).

Amortización de la deuda

Monto calculado sobre la base de las condiciones financieras requeridas por el B.J.D. En el Capítulo XII sobre Financiamiento de la Inversión, se presenta los cálculos referidos a este rubro.

Veamos ahora los siguientes cuadros elaborados en base a los rubros anteriores

En el Cuadro Nº 13.2.2 -1 se muestra la Valorización de activos del sistema existente. Estos valores han sido calculados en base a los datos proporcionados por la Unidad Operativa de Huaraz.

En el Cuadro Nº 13.2.2 - 2 se muestra la Valorización de activos del sistema proyectado. Estos son obtenidos del Capítulo XI sobre Composición de la Inversión, del Cuadro Nº 11.1.1 - 1.

En el Cuadro 13.2.2 - 3 se muestra la Depreciación de

Cuadro No. 13.2.2 - 1

Valorización de activos existentes del sistema de Agua Potable
de la ciudad de Huaraz
(Miles de Intls, Agosto de 1989)

Concepto	Activo Bruto	Vida Util	Depreciación Anual	Depreciación Acumulad.	Activo Neto
Infraestructura, Sanit.	9'135,411	45	203,009	3'248,144	5'887,267
Edificios	161,645	45	3,592	57,472	104,173
Terrenos	21,321	-	-	-	21,321
Equipos, motores	31,509	10	3,150	25,534	5,975
Maquinaria	46,788	20	2,339	37,424	9,364
Conex. de agua	1'728,461	40	43,212	604,968	1'123,493
Conex. de desagüe	718,423	40	17,961	251,454	466,969
Total	11'843,558		273,263	4'224,996	7'618,562

Cuadro No. 13.2.2 - 2

Valorización de activos existentes del sistema de Agua Potable
de la ciudad de Huaraz
(Miles de Intls, Agosto de 1989)

Concepto	Activo Bruto	Vida Util	Depreciación Anual	Depreciación Acumulad.	Activo Neto
A)					
Inversión inicial					
Trabaj. preliminar	9,565	20	478	9,565	-
Captación	15,938	45	354	7,080	8,858
Línea de conduc.	1'055,435	40	26,386	547,720	507,715
Línea de impul.	104,867	40	2,622	54,440	50,427
Tratamiento	706,860	45	15,708	314,160	392,700
Almacenamiento	824,376	45	18,319	366,380	457,996
Red de distrib.	1'231,373	40	30,784	615,680	615,693
Conex. domicil.	180,554	40	4,513	90,260	90,294
Medidores	157,043	20	7,852	157,043	-
Sub Total (A)	4'286,011		107,016	2'162,328	2'123,683
B)					
Inversión futura					
Conex. domicil.	494,205	40	12,355	247,100	247,105
Sub Total (B)	494,205		12,355	247,100	247,105
Total (A) + (B)	4'780,216		119,371	2'409,428	2'370,788

Cuadro 13.2.2 - 3

Depreciación de los activos fijos e Intangibles

(En miles de Intís, Agosto de 1989)

	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
I. Activos fijos	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Sistema existente	11,844	11,861	11,878	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895	11,895
Sistema Proyectado (A)	-	-	-	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286	4,286
Sistema Proyectado (B)	-	-	-	-	494	492	511	529	549	568	588	608	628	652
Total Activo Fijo	1,844	11,861	11,878	16,181	16,675	16,673	16,692	16,710	16,730	16,749	16,769	16,789	16,809	16,833
Depreciación Sis. Exis.	273	273	274	274	275	275	275	275	275	275	275	275	275	275
Deprec. Sist. Proy. (A)	-	-	-	-	107	107	107	107	107	107	107	107	107	107
Deprec. Sist. Proy. (B)	-	-	-	-	12	12	13	13	14	14	15	15	16	16
Deprec. Total	273	273	274	274	394	394	395	395	396	396	397	397	398	398
II. Activos Intangibles														
Estudios y diseños	-	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206
Superv. Adm. obras	-	-	434	620	620	620	620	620	620	620	620	620	620	620
Costos Finac.Pre-oper.	-	-	99	331	331	331	331	331	331	331	331	331	331	331
Total Activos Intang.	-	206	739	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157	1,157

Nota *

- (1) Ver cuadro 13.2.2 - 1
(2) Ver (3) y (4) Proyecciones de incremento desde el año 1989 - 1993
(3) Ver cuadro 13.2.2 - 2
Sistema existente ver cuadro 13.2.2 - 1
Sistema proyectado (A) Ver cuadro 13.2.2 - 2
Sistema Proyectado (B) Ver cuadro 13.2.2 - 3
(6) Al (14) Sistema existente constante hasta el año 2002
Sistema proyectado (A) permanece constante
Sistema proyectado (B) varía de acuerdo al cuadro 11.5 - 1

los activos fijos e intangibles.

Los activos son del sistema existentes y del sistema proyectado. (Ver los siguientes cuadros : Cuadro Nº 13.2.2-1 y el Cuadro Nº 13.2.2 - 2).

La depreciación es del sistema existente y del sistema proyectado. (Ver los siguientes cuadros : Cuadro Nº 13.2.2 -1 y el Cuadro Nº 13.2.2 - 2).

En el Cuadro Nº 13.2.2 - 4 se muestra los costos de Operación, Mantenimiento, Depreciación y Amortización de la Deuda. Estos costos se ha obtenido de la siguiente manera

Operación y Mantenimiento del Capítulo VIII.

Depreciación total del Cuadro Nº 13.2.2 - 3.

Amortización del Capítulo XII.

En el Cuadro Nº 13.2.2 - 5 se muestra los consumos de agua potable por categorías de usuarios para el período de diseño. Obtenido del Capítulo II Estudio del mercado y del Cuadro Nº 2.3.2.2 - 1.

En el Cuadro 13.2.2 - 6 se muestra las tarifas correspondientes para coberturar los costos de las diferentes alternativas

Cuadro 13.2.2 - 4

Costos de Operación, Mantenimiento, Depreciación y Amortización de la deuda

(En miles de Intis, Agosto de 1989)

	Años operativos del proyecto									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A. Operación	328,908	353,615	364,593	378,872	390,260	419,349	432,321	444,321	157,315	469,858
Sueldos (1)	90,096	90,096	90,096	90,096	90,096	108,115	108,115	108,115	108,115	108,115
Cost. Variab. (2)	238,812	263,519	274,497	288,686	300,164	311,234	324,206	335,994	349,200	361,743
B. Mantenimiento (3)	12,087	12,087	12,087	12,087	12,087	14,505	14,505	14,505	14,505	14,505
Agua de oficina	412	412	412	412	412	495	495	495	495	495
Locales	144	144	144	144	144	172	172	172	172	172
Útiles de Ofic.	348	349	349	349	349	419	419	419	419	419
Vehículos	1,209	1,209	1,209	1,209	1,209	1,451	1,451	1,451	1,451	1,451
Comunicación	2,773	2,773	2,773	2,773	2,773	3,328	3,328	3,328	3,328	3,328
Equipos	7,200	7,200	7,200	7,200	7,200	8,640	8,640	8,640	8,640	8,640
Sub Total (A + B)	340,995	365,702	376,680	390,869	402,347	433,854	446,826	458,614	471,820	484,363
C. Depreciación										
Infraestructura	394,000	394,000	395,000	395,000	396,000	396,000	397,000	397,000	398,000	398,000
Sub Total (A + B + C)	734,995	759,702	771,680	785,869	797,347	829,854	843,826	855,614	869,820	882,363
D. Amortización (4)	-	-	189,754	189,754	189,754	189,754	189,754	189,754	189,754	189,754
Sub Total (A + B + C + D)	734,995	759,702	961,434	975,623	987,101	1'019,608	1'033,580	1'045,360	1'059,574	1'072,117

Nota

- (1) Incluye Beneficios sociales
(2) Se detallan en el Cap. VIII
(3) El incremento de los costos de mantenimiento se ha estimado en un 20%
(4) Las amortizaciones se detallan en el Cap. XII

Cuadro 13.2.2 - 5

Volúmenes proyectados de agua

		m ³ /año por tipo de conexión			
		Doméstico	Comercial	Industrial	Total
Período	Pre-operativo				
	1	2'226,000.0	791,884.8	76,950	3'094,835
	2	2'246,976.0	812,073.6	82,800	3'141,850
Período	Operativo				
	3	2'087,784.0	707,520.0	88,830	2'884,134
	4	2'354,259.0	758,952.0	95,040	3'208,252
	5	2'462,090.0	788,256.0	103,914	3'354,260
	6	2'621,472.0	812,940.0	108,000	3'542,412
	7	2'743,014.0	837,984.0	114,750	3'695,748
	8	2'869,068.0	853,464.0	121,680	3'844,212
	9	2'999,916.0	889,152.0	128,790	4'017,858
	10	3'135,558.0	904,992.0	136,080	4'176,630
	11	3'289,934.0	920,832.0	143,550	4'354,316
	12	3'436,065.0	936,672.0	151,200	4'523,938

Cuadro 13.2.2 - 6

Tarifas planteadas para diversos grados de costos. Sistema de agua potable.

(En I/m³)

	Años del periodo operativo del proyecto									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<u>Alternativa A.</u>	118	126	131	136	140	150	155	159	164	168
Costos de Operación y Mantenimiento										
Doméstico	96	93	92	90	89	92	91	90	89	88
Comercial	169	164	162	158	157	162	160	158	157	155
Industrial	243	335	233	228	225	233	230	228	225	223
<u>Alternativa B.</u>	255	263	230	221	216	216	210	205	200	195
Costos de Operación y Mantenimiento										
Depreciación.										
Doméstico	205	191	186	180	176	176	171	168	164	160
Comercial	369	344	335	324	317	317	308	302	295	288
Industrial	513	478	465	450	440	427	420	420	410	400
<u>Alternativa C.</u>	255	263	287	275	267	265	257	250	243	236
Costos de Operación y Mantenimiento										
Depreciación y Amortización										
Doméstico	205	191	232	224	218	216	210	204	200	195
Comercial	369	344	418	403	392	389	378	367	360	351
Industrial	513	478	580	560	545	540	525	510	500	488

- a) Operación y Mantenimiento.
- b) Operación, Mantenimiento y Depreciación.
- c) Operación, Mantenimiento, Depreciación y Amortización de la deuda.

Con las informaciones obtenidas en los cuadros : 13.2.2 - 4 y el Cuadro Nº 13.2.2 - 5, es posible calcular las diferentes tarifas para el período propuesto mediante la fórmula siguiente :

$$NGC = a \cdot Q_i^n + b \cdot Q_c^n + c \cdot Q_d^n$$

Donde :

NGC = Nivel de gastos a cubrir (I/.)

Q_i^n = Volumen anual de agua potable por la categoría industrial en el año n (m^3)

Q_c^n = Volumen anual de agua potable por la categoría comercial en el año n (m^3)

Q_d^n = Volumen anual de agua potable por la categoría doméstica en el año n (m^3)

a = Es la tarifa industrial (?)

b = Relación promedio de la tarifa comercial/tarifa industrial. Se obtiene de las últimas tarifas dadas por CORTAPA en el mes de Agosto de 1989.

c = Relación promedio de la tarifa doméstica/tarifa industrial. Se obtiene de las últimas tarifas dadas por CORTAPA en el mes de Agosto de 1989.

En virtud de la última Resolución N° 009-89-VC, publicada por CORTAPA, el 21 de Agosto de 1989, por lo que la ciudad de Huaraz pertenece al Grupo N° IV, se dá el siguiente Cuadro de coeficientes :

Hasta el límite I/.				Sobre el límite I/.					
D	-	20	1/2"	156	D	-	20	1/2"	311
D	-	15	1/2"	131	D	-	15	1/2"	284
C	-	50	1/2"	275	C	-	50	1/2"	414
C	-	30	1/2"	228	C	-	30	1/2"	341
I	-	100	1/2"	395	I	-	100	1/2"	599
I	-	60	1/2"	354	I	-	60	1/2"	533

Con estos valores se obtienen :

$$b = \frac{156}{395} = 0.394$$

$$c = \frac{275}{395} = 0.696$$

Estos valores son reemplazados en la fórmula propuesta en la página 313, y así los caudales respectivos para cada año.

13.2.3 SELECCION DE LAS TARIFAS DE AGUA POTABLE

Para la selección de las tarifas de Agua Potable se ha tenido en cuenta la capacidad de pago de los usuarios actuales y potenciales del sistema.

La tarifa doméstica no debe exceder del 5% del mínimo vital según la O.P.S. (el sueldo mínimo vital es I/. 150,000); los usuarios se consideran al conjunto de personas que habitan en una vivienda.

En el Cuadro Nº 13.2.3 - 1 se muestra las tarifas promedio domésticas estimadas para el período de diseño del proyecto de cobertura máxima de costo para el sistema.

Se procede a calcular con la tarifa escogida que es en el año 1,995 en que se empieza a pagar la amortización, el cálculo se hará con el consumo doméstico obtenido en el punto 2.3.1.4.

$$\text{Costo mensual} = 232 \text{ I/m}^3 * 24 \text{ m}^3 = \text{I/ } 5,568$$

El cual representa un 3.7% del sueldo mínimo vital.

Cuadro Nº 13.2.3 - 1

La tarifas promedios doméstica estimadas para el período de diseño del proyecto de cobertura máxima de costo para el Sistema de Agua Potable

	Años del período operativo del proyecto									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Alternativa C										
Sistema de Agua Potable	205	194	232	224	218	216	210	204	200	195

En el Cuadro Nº 13.2.3 - 2 se muestra las tarifas seleccionadas para el sistema de Agua Potable.

Cuadro Nº 13.2.3 - 2

Tarifas seleccionadas para el sistema de Agua Potable

Categorías	Costo (I/. / m ³)
Domésticas	232
Comercial	418
Industrial	580
Promedio	287

CAPITULO XIV

ANALISIS FINANCIERO Y EVALUACION ECONOMICA

14.1 ANALISIS FINANCIERO

14.1.1 INTRODUCCION

La información obtenida presenta ciertas dificultades de interpretación, ya que los estados financieros es un consolidado de las cuentas del íntegro de las localidades que forman la Unidad Operativa de Huaraz. Por otro lado, la Administración de la Empresa nos informa que falta la actualización de los registros y no existen los estados financieros convencionales.

Las siguientes líneas se refieren al análisis financiero proyectado para el período de 1,989 - 2,002 y que corresponde a la alternativa solución del cálculo tarifario; los estados financieros de la situación actual constituyen uno de los términos de referencia para elaborar las proyecciones financieras; estas se presentan en Intis constantes de Agosto de 1,989 bajo la premisa de que cualquier variación en los costos afectará por igual a los ingresos.

14.1.2 ESTADO DE PERDIDAS Y GANACIAS

La proyección del estado actual de ganancias y pérdidas se presenta en el Cuadro N° 14.1.2 - 1; puede comprobarse que los ingresos de operación cubren satisfactoriamente los costos de operación durante todo el período.

En este cuadro también se puede apreciar que los ingresos correspondiente a la facturación de agua potable y desague crece paulatíamente en función al incremento de conexiones domiciliarias. Además, se puede apreciar que la utilidad neta final varía en forma creciente a partir del año 1,990 al 2,002.

La tarifa es implantada desde el año en que se inicia los trabajos, mientras que la depreciación del sistema proyectado se ha empezado a contabilizar a partir del año 1,993.

La tasa de retorno del primer año de operación es de -1.4% (negativo) mejorando sucesivamente siendo +7.9% para el año 2,002, lo cual indica que el proyecto satisface los requerimientos mínimos de rentabilidad. Ver Cuadro N° 14.1.2 - 1.

14.1.3 ESTADO DE FUENTES Y USO DE FONDOS

En el Cuadro N° 14.1.3 - 1 se muestra la determinación

Cuadro 14.1.3 - 1

Análisis del capital de trabajo - Capital de trabajo

(En millones de Intls, Agosto de 1989)

		1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
Caja	(1)	8	8	8	8	9	9	9	9	9	11	11	11	11	11
Cuentas por cobrar comerc.	(2)	18	59	91	98	80	83	87	92	96	100	104	108	113	117
Existencias	(3)	8	368	671	604	132	136	141	147	152	158	164	170	175	181
Cargas diferidas	(4)	-	-	-	-	111	214	224	280	339	372	436	499	564	624
Total Activos Corrientes	(5)	34	435	770	710	244	442	461	528	596	641	715	788	863	933
Total Pasivos Corrientes	(6)	90	84	80	67	134	69	97	75	77	80	83	86	89	92
Capital de Trabajo	(7)	(56)	351	698	643	110	373	364	453	419	561	632	702	774	841

Nota :

- (1) Ver Cap. VIII Punto 8.1.1.1 corresponde al 10% de las remuneraciones anuales
(2) Ver cuadro 14.1.2 - 1
(3) Ver Cap. VIII Punto 8.1.2
(4) Ver cuadro 12.2.3 - 1
(5) Es la suma de : (1) + (2) + (3) + (4) = (5)
(6) Ver Cap. VIII Punto 8.1.1.2 Es el 9% de los materiales
(7) Es la resta de : (5) - (6) = (7)

del capital de trabajo para la solución escogida expresado en millones de Intis a Agosto de 1,989, que nos servirá en la proyección de flujos de fondos. Dicho capital de trabajo al ser estimado como la diferencia de los activos corrientes menos los pasivos corrientes da como resultado montos que superan el mínimo indispensable.

En el Cuadro Nº 14.1.3 - 2 se muestran las Fuentes y Uso de fondos que a consecuencia del estado de ganancias y pérdidas favorable obtenido anteriormente la generación interna del proyecto permite financiar todas las obras y reposiciones futuras.

14.1.4 BALANCE GENERAL

En el Cuadro Nº 14.1.4 - 1 se muestra el balance general. Este como resultado de los estados financieros previos muestra que el proyecto producirá resultados óptimos para cada uno de los años proyectados.

El balance consta de dos partes :

El activo correspondiente al valor de los bienes y derechos del patrimonio del proyecto, y consta de dos elementos :

Activo corrientes : Recursos reales y financieros inmediata disponibilidad. Un año o menos : Ejemplo :

Cuadro 14.1.3 - 2

Fuentes y Usos de Fondos

(Millones de Intis, Agosto de 1989)

		1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
<u>Fuentes</u>															
Ingresos antes de depreciac.	(1)	(120)	209	662	829	751	848	872	949	996	1,019	1,072	1,121	1,174	1,225
Fondo rotativo	(2)	64	142	142	54	164	328	499	510	529	548	568	588	608	628
Apotes del Gob. SENAPA	(3)	-	206	1,762	1,068	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Préstamo externo BID	(4)	-	-	2,153	883	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total Fuentes	(5)	(56)	557	4,719	2,834	915	1,176	1,371	1,459	1,525	1,567	1,640	1,709	1,782	1,853
<u>Usos</u>															
Inversiones del proyecto	(6)	-	206	4,021	2,196	494	492	511	529	549	568	589	608	628	652
Intereses operacionales	(7)	-	-	-	-	311	311	306	287	267	248	229	209	190	170
Amortiz. del préstamo	(8)	-	-	-	-	-	-	190	190	190	190	190	190	190	190
Aumento de capital de trabajo	(9)	(56)	557	698	643	110	373	364	453	519	561	632	702	774	841
Total de Usos	(10)	(56)	557	4,719	2,834	915	1,176	1,371	1,459	1,525	1,567	1,640	1,709	1,782	1,853

Nota :

- (1) Ver cuadro 14.1.2 - 1
(2) Ver cuadro 11.5 - 2
(3) Ver cuadro 12.2.2 - 1
(4) Ver cuadro 12.2.2 - 1
(5) Es la suma de : (1) + (2) + (3) + (4) = (5)
(6) Ver cuadro 12.2.2 - 1 y cuadro 11.5 - 1
(7) Ver cuadro 12.2.3 - 1
(8) Ver cuadro 12.2.3 - 1
(9) Ver cuadro 14.1.3 - 1
(10) Es la suma de : (6) + (7) + (8) + (9) = (10)

Cuentas por cobrar, existencias etc.

Activos fijos : Son los inmuebles, maquinarias y equipos

El pasivo son de dos partes :

Pasivo corrientes : Obligaciones menores de un año.

Pasivo fijo : Obligaciones que vencen a más de un año.

Ejemplo : Deuda a largo plazo.

En términos generales la situación del balance general del proyecto (desde 1,993) es óptima.

14.2 EVALUACION ECONOMICA

14.2.1 INTRODUCCION

A continuación se efectúa el análisis económico del proyecto en términos de Beneficio Costo y se muestra la bondad del mismo a fin de tener la aceptabilidad de la inversión propuesta desde el punto de vista de la asignación de recursos para el conjunto de la economía.

Se utiliza para este fin la evaluación del sistema incremental determinándose el Costo Incremental Promedio, el Valor Presente Neto, la relación Beneficio-Costo y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

Veamos las definiciones siguientes

Cuentas por cobrar, existencias etc.

Activos fijos : Son los inmuebles, maquinarias y equipos

El pasivo son de dos partes :

Pasivo corrientes : Obligaciones menores de un año.

Pasivo fijo : Obligaciones que vencen a más de un año.

Ejemplo : Deuda a largo plazo.

En términos generales la situación del balance general del proyecto (desde 1,993) es óptima.

14.2 EVALUACION ECONOMICA

14.2.1 INTRODUCCION

A continuación se efectúa el análisis económico del proyecto en términos de Beneficio Costo y se muestra la bondad del mismo a fin de tener la aceptabilidad de la inversión propuesta desde el punto de vista de la asignación de recursos para el conjunto de la economía.

Se utiliza para este fin la evaluación del sistema incremental determinándose el Costo Incremental Promedio, el Valor Presente Neto, la relación Beneficio-Costo y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

Veamos las definiciones siguientes

Costo Incremental Promedio

Todos los costos del proyecto han sido llevados de costos financieros a costos económicos mediante los factores de corrección.

Costo Financiero

Es la valoración de los costos a precios del mercado a valores de transacción.

Costo Económico

Es la valoración de los costos que refleja el valor real de oportunidad para la economía en su conjunto sin distorsiones del mercado.

Correcciones Sombras

Es el precio libre de distorsiones del mercado en la economía.

El Valor Actual Neto (VAN), conocido también como Valor Presente Neto (VPN), se define como la diferencia de la sumatoria de los beneficios actualizados y los costos actualizados a una tasa de interés fija predefinida. Es un método de evaluación para medir el Valor Presente Neto del proyecto a través de la actualización de sus beneficios y costos.

La relación Beneficio-Costo : Es el cociente que resul

ta de dividir la sumatoria de los beneficios actualizados entre la sumatoria de los costos actualizados a una tasa de interés fija predeterminada. Es muy parecida al Valor Presente Neto.

La Tasa Interna de Retorno (TIR) de un proyecto de inversión es la tasa de descuento que iguala el valor actual de los beneficios y el valor actual de los costos previstos. Al igual que todos los métodos de evaluación, introduce el concepto del valor del dinero en el tiempo.

14.2.2 BENEFICIOS ECONOMICOS

Los beneficios económicos del proyecto provienen básicamente del incremento de la demanda y consumo de agua potable. La situación con proyecto provocará un incremento de la demanda debido a que la cobertura del servicio directo con conexiones domiciliarias se ha bría ampliado.

El cálculo de los beneficios económicos del proyecto se presenta en el Cuadro Nº 14.2.2 - 1, considerándose los volúmenes incrementales del consumo de agua multiplicado por la tarifa promedio propuesta 287 I/. / m³.

Así mismo se consideran los otros ingresos, como multas, rehabilitaciones, cánón; como un 10.05 % del

Cuadro 14.2.2 - 1

Beneficios Incrementales del proyecto

(Miles de Intls, Agosto de 1989)

Año	Volumen Incremental de consumo (m ³) (1)	Ingresos por pensiones de agua y desague (2)	Otros Ingresos (3)	Ingresos por Inst. de nuevas conex. (4)	Beneficios Totales (5)
1993	2'884,134	1'076,070	16,018	152,555	1'244,643
1994	3'208,252	1'196,999	16,617	158,260	1'371,876
1995	3'354,260	1'251,474	17,257	164,348	1'433,079
1996	3'542,412	1'321,674	17,856	170,054	1'509,584
1997	3'695,748	1'378,884	18,535	176,522	1'573,941
1998	3'844,212	1'434,275	19,174	182,609	1'636,059
1999	4'017,858	1,499,063	19,853	189,076	1'707,992
2000	4'176,630	1'558,301	20,532	195,544	1'774,377
2001	4'354,316	1'624,595	21,211	202,011	1'847,817
2002	4'523,938	1'687,881	21,930	208,859	1'918,670
2003	4'690,147	1'749,894	21,930	183,750	1'952,938
2004	4'845,390	1'807,815	19,294	188,696	2'016,324
2005	5'021,305	1'873,448	19,813	193,641	2'087,421
2006	5'185,459	1'934,695	20,332	193,348	2'148,345
2007	5'371,498	2'004,106	21,451	204,294	2'229,851
2008	5'544,917	2'068,809	22,050	210,000	2'300,859
2009	5'722,531	2'135,076	22,609	215,326	2'373,011
2010	5'904,340	2'202,909	23,168	220,652	2'446,729
2011	6'090,632	2'272,415	23,768	226,359	2'522,542
2012	6'297,036	2'349,424	24,367	232,065	2'605,856
2013					3'257,656 (*)

Nota :

- (1) Ver cuadro 2.3.2.2 - 1
- (2) Es la multiplicación de : (1) * 287 l/m³ = (2)
- (3) Ver cuadro 14.1.2 - 1
- (4) Ver cuadro 11.5 - 1
- (5) Es la suma de : (2) + (3) + (4) = (5)
- (*) Ver cuadro 14.2.2 - 2

costo de conexión; y los ingresos provenientes de las instalaciones de nuevas conexiones, que serán pagadas directamente por el usuario.

Al finalizar la serie se incluye el valor residual del sistema incremental el cual se da en el Cuadro N° 14.2.2 - 2.

14.2.3 COSTOS ECONÓMICOS DEL PROYECTO

14.2.3.1 Inversión Inicial

Para efectos de la evaluación económica, todos los costos del proyecto han sido llevados a costos sociales o costos económicos, en el sentido estricto, para tal efecto, se han aplicado "correcciones sombra" a la mano de obra calificada y no calificada correspondiente a la zona de estudio (0.77 y 0.399 respectivamente según el INP).

El cálculo correspondiente se presenta en el Cuadro N° 14.2.3.1 - 1 en donde se muestra la conversión de costo financiero a costo económico. Los costos de inversión inicial, en términos de costos económicos, representan un 80 % de los costos financieros.

Cuadro Nº 14.2.2 - 2

Determinación del Valor Residual - Sist. de Agua Potable

(Miles de Intls, Agosto de 1989)

Descripción	Valor Actual	Vida Útil	Depreciación		Valor Residual al año 2013
			Anual	Acum. 20 años	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
I. Inversiones Iniciales					
A. Sist. de agua potable					
Trab. preliminares	9,565	20	478	9,565	-
Captación	15,938	45	354	7,080	8,858
Línea de conducción	1'055,435	40	26,386	547,720	507,715
Línea de impulsión	104,867	40	2,622	54,440	50,427
Tratamiento	706,860	45	15,708	314,160	392,700
Almacenamiento	824,376	45	18,319	366,380	457,996
Red de distribución	1'231,373	40	30,784	615,680	615,693
Conex. domiciliaria	180,554	40	4,513	90,260	90,294
Med. de agua potable	157,043	20	7,853	157,043	-
B. Imprevistos	619,345	37	16,739	334,780	284,565
Sub Total					2'488,248
II. Inver. Fut. y Rep.					
(1,993 - 2,012)	8'319,062	25	332,762	6'655,240	1'663,822
Total : Valor Residual (I + II)					4'072,070

Para obtener el valor residual en costos económicos se tiene :

$$V.R. (ce) = 4'072,070 * 0.8 = 3'257,656$$

Donde el coeficiente 0.8 corresponde a la relación de los costos económicos respecto a los costos financieros en la Inversión Inicial.

Nota :

(1) Ver Cuadro Nº 11.1 - 1

(2) Vida Útil promedio ver cuadro Nº 13.2.2 - 3

(3) Es la división de : (1) / (2) = (3)

(4) Es la multiplicación de (3) 20 = (4)

(5) Es la diferencia de : (1) - (4) = (5)

Cuadro 14.2.3.1 -

Inversión Inicial

Conversión de costos financieros a costos económicos (*)

(Miles de Intis, Agosto de 1989)

Categorías y Subcategorías	Total	Mano de O cal.	Mano de O no ca.	Mat. y Eq.	Gto. Gl. y Util.	Total	Mano de O cal.	Mano de O no ca.	Mat. y Eq.	Gto. Gl. y Util.
A.	974,917					974,018				
B. Sist. de agua potable	4'874,591	731,189	974,918	2'193,566	974,018	3'579,507	563,016	330,497	1'890,143	795,851
Trab. Preliminares	9,566	1,435	1,913	4,305	1,913	7,026	1,105	649	3,711	1,561
Captación	15,938	2,391	3,188	7,172	3,188	11,706	1,841	1,080	6,183	2,602
Conducción	1'061,046	159,156	212,209	477,471	212,209	779,333	122,500	71,938	411,613	173,232
Impulsión	104,580	15,730	20,973	47,190	20,973	77,023	12,112	7,109	40,681	17,121
Tratamiento	1'049,580	157,437	209,916	47,231	209,916	770,913	121,226	71,162	407,165	171,360
Almacenamiento	1'221,668	183,250	244,333	549,751	244,333	897,310	141,103	82,829	473,923	199,455
Red de distribución	1'231,373	184,706	246,275	554,118	246,275	904,438	142,224	83,487	477,687	201,040
Conex. domiciliarias	180,554	27,083	36,111	8,124	36,111	106,086	20,854	12,242	70,042	2,948
C. Imprevistos	731,189					562,284				
D. Inversión Total	6'580,697					5'116,708				

(*) Factores de ajuste :

Mano de O. cal.	=	Mano de obra calificada	=	0.77
Mano de O. no ca.	=	Mano de obra no calificada	=	0.339
Mat. y Eq.	=	Materiales y equipos	=	1/1.16
Gto. Gl. y Util.	=	Gastos Generales y utilidad	=	1/1.225

14.2.3.2 Inversiones Futuras y Reposiciones

Las inversiones futuras del proyecto se presentan en el Cuadro N° 14.2.3.2 - 1, los cuales han sido llevados de costos financieros a costos económicos según las consideraciones mencionadas en el punto 14.2.3.1.

Los montos han sido tomados del Cuadro N° 11.1 - 1 del Capítulo XI.

Para las incersiones futuras en redes de agua durante los años 1,993 y 1,994 las obras se harán por contrato en vista que el gran número de redes y conexiones que se instalarán en esos años desde 1,995 se asume que la mano de obra calificada y no calificada proveendrá de la misma Administración por la que se considera como inversión futura solo los materiales y los gastos generales.

14.2.3.3 Costos Incrementales de Operación

Se presentan en el Cuadro N° 14.2.3.3 - 1, su cálculo corresponde al criterio de antes y después del proyecto en este cuadro se muestra los costos incrementales de operación del Sistema de Agua Potable.

La conversión de costos financieros a costos económicos se ha efectuado a las consideraciones del punto 14.2.3.1.

Cuadro 14.2.3.2 - 1

Inversiones Futuras
(Miles de Intis, Agosto de 1989)

Conversión de costos financieros a costos económicos (*)								
Año	Costos Financieros				Costos Económicos			
	Estruc. (1)	Equipam. y vehíc.	Redes de agua (2)	Total	Estruc.	Equipam. y vehíc.	Redes de agua	Total
1990	206,448	-	-	206,448	158,758	-	-	158,759
1991	433,542	-	126,388	559,930	333,394	-	108,955	442,349
1992	185,803	-	54,166	239,969	142,882	-	46,695	189,577
1993	-	-	321,650	321,650	-	-	277,284	277,284
1994	-	-	333,682	333,682	-	-	287,657	287,657
1995	-	-	346,516	346,516	-	-	298,721	298,721
1996	-	-	358,548	358,548	-	-	309,093	309,093
1997	-	-	372,184	372,184	-	-	320,848	320,848
1998	-	-	385,018	385,018	-	-	331,912	331,912
1999	-	-	398,054	398,054	-	-	343,150	343,150
2000	-	-	412,290	412,290	-	-	355,422	355,422
2001	-	-	425,926	425,926	-	-	367,178	367,178
2002	37,281	2,547	440,364	480,192	28,669	2,196	379,624	410,489
2003	111,843	-	387,424	499,267	87,007	-	333,986	419,993
2004	-	-	397,852	397,852	-	-	342,976	342,976
2005	-	-	408,279	408,279	-	-	351,965	351,965
2006	-	-	420,311	420,311	-	-	362,337	362,337
2007	-	-	430,738	430,738	-	-	371,326	371,326
2008	-	-	442,770	442,770	-	-	381,698	381,698
2009	-	-	454,000	454,000	-	-	391,379	391,379
2010	-	-	465,230	465,230	-	-	401,060	401,060
2011	-	-	477,262	467,262	-	-	411,434	411,434
2012	-	-	489,293	489,293	-	-	421,804	421,804

Nota

- (1) Incluye los diseños de Ingeniería supervisión e imprevistos
- (2) Desde 1993 comprende la Inversión solo en materiales y gastos generales.
- (*) En base a los factores de conversión del cuadro 14.2.3.1 - 1

Cuadro 14.2.3.3 - 1

Costos Incrementales de operación

(Miles de Int's, Agosto de 1989)

Año	Costos Financieros				Costos Económicos			
	Ma. de O. cal.	Ma. de O no. ca.	Bienes y serv.	Total	Ma. de O. cal.	Ma. de O. no. cal	Bienes y serv.	Total
1993	20,030	7,260	238,812	266,102	15,423	2,461	205,872	223,756
1994	20,030	7,260	263,519	290,809	15,423	2,461	227,172	245,056
1995	20,030	7,260	274,497	301,787	15,423	2,461	236,635	254,519
1996	20,030	7,260	288,687	315,977	15,423	2,461	248,868	266,752
1997	20,030	7,260	300,165	327,455	15,423	2,461	258,763	276,647
1998	24,300	8,448	311,235	343,983	18,711	2,864	268,306	289,881
1999	24,300	8,448	324,206	356,954	18,711	2,864	279,488	301,063
2000	24,300	8,448	335,995	368,743	18,711	2,864	289,651	311,226
2001	24,300	8,448	349,200	381,948	18,711	2,864	301,034	322,609
2002	24,300	8,448	361,743	394,491	18,711	2,864	311,847	333,422
2003	27,398	10,164	374,450	412,012	21,096	3,446	322,802	347,344
2004	27,398	10,164	386,296	423,858	21,096	3,446	333,014	357,556
2005	27,398	10,164	399,715	437,277	21,096	3,446	344,582	369,124
2006	27,398	10,164	412,208	449,770	21,096	3,446	355,352	379,894
2007	27,398	10,164	426,364	463,926	21,096	3,446	367,555	392,097
2008	30,592	11,968	439,528	482,088	23,556	4,057	378,903	406,516
2009	30,592	11,968	452,993	495,553	23,556	4,057	390,511	418,124
2010	30,592	11,968	466,757	509,317	23,556	4,057	402,377	429,990
2011	30,592	11,968	480,841	523,401	23,556	4,057	414,518	442,131
2012	30,592	11,968	496,449	539,009	23,556	4,057	427,973	455,586

Nota :

(*) En base a los factores de conversión siguientes :

Ma. de O. Cal.	=	Mano de obra calificada	=	0.77
Ma. de O. no ca.	=	Mano de obra no calificada	=	0.339
Bienes y serv.	=	Bienes y servicios	=	1/1.16

	1993 - 1997	1998 - 2002	2003 - 2007	2007 - 2012
Mano de obra calificada	44	45	46	46
Mano de obra no calificada	33	32	33	34
Profesional	23	23	21	20
Total	100	100	100	100

14.2.4 BALANCE DE PRODUCCION

Para el cálculo de la producción neta del Sistema existente se ha considerado el promedio de la producción neta en consideraciones normales de los años 1,989 - 1,992 que es de 10'818,000 m³ anuales.

En vista de que el proyecto permitirá la ampliación y mejoramiento de la planta de tratamiento de Agua ubicado en Rataquenua, el volumen de producción neto al finalizar el horizonte del proyecto es de 92'273,000 m³ con lo que se tendrá un volumen incremental de 8'145,500 m³ anuales.

14.2.5 COSTO MARGINAL A LARGO PLAZO

El costo marginal a largo plazo Es el costo invertido por la obtención de un m³ de agua adicional en un proyecto.

En el Cuadro N° 14.2.5 - 1 se muestra la determinación del costo marginal a largo plazo.

El cálculo del costo marginal considera los incrementos de los consumos a partir del inicio del proyecto con respecto al año 1,990, teniendo como base el consumo promedio de esos años.

En cuanto a los costos, se incluyen los de conversión inicial, inversiones futuras y reposiciones, obtenidas

Cuadro Nº 14.2.5 - 1
Determinación del costo marginal a largo plazo
(Miles de de Intls, Agosto de 1989)

Año	Vol. de consumo Increment.		Costos de Invers. y operación				Total de costos	Val. Pte. de los costos	
	Vol. Incr. Neto (m3)	Val. Pte. (1) Vol. Incr. (m3)	Invers. Inicial	Invers. Fut. (2)	Costos de operación				
					C. Fijos	C. Variables			
1990			206,448				206,448	206,448	
1991			559,930				559,930	504,441	
1992			239,969				239,969	194,764	
1993	2'884,134	2'108,854		321,650	102,185	238,812	662,647	484,522	
1994	3'208,252	2'113,374		333,682	102,185	263,519	699,386	460,707	
1995	3'354,260	1'990,590		346,516	102,185	274,497	723,198	429,183	
1996	3'542,412	1'893,918		358,548	102,185	288,687	749,420	400,671	
1997	3'695,748	1'780,088		372,184	102,185	300,164	774,533	373,060	
1998	3'844,212	1'668,105		385,018	122,622	311,235	818,875	355,332	
1999	4'017,858	1'570,680		398,054	122,206	324,206	845,298	330,447	
2000	4'176,630	1'470,944		412,990	122,622	335,995	870,907	306,720	
2001	4'354,316	1'381,552		425,926	122,622	349,200	897,748	284,840	
2002	4'523,938	1'293,126		480,192	122,622	361,743	964,557	275,710	
2003	4'690,147	1'207,780		499,267	147,146	374,451	1'020,864	262,887	
2004	4'845,390	1'124,105		397,852	147,146	386,296	931,294	216,055	
2005	5'021,305	1'049,475		408,279	147,146	399,714	955,139	199,628	
2006	5'185,459	976,382		420,311	147,146	412,208	979,555	184,463	
2007	5'371,498	911,181		430,738	147,146	426,364	1'004,248	170,353	
2008	5'544,917	847,386		442,770	176,576	439,528	1'058,874	161,819	
2009	5'722,531	787,865		454,000	176,576	452,993	1'083,569	149,183	
2010	5'904,340	732,338		465,230	176,576	466,757	1'108,563	137,499	
2011	6'090,632	680,580		477,262	176,576	480,841	1'134,679	126,792	
2012	6'297,036	633,914		489,293	176,576	496,449	1'162,318	117,009	
2013			(4'072,070)				(4'072,070)	(369,306) (*)	
		26'222,237						5'963,227	
		Val. Pte. Costos					5,963'227,000		
CMglp =		Val. Pte. Cons. Incr.					26'222,237	= 227.41 Intls/m ³	

Nota :
CMglp = Costo Marginal a largo plazo.

(*) Ver Cuadro Nº 14.2.2 - 2

del Cuadro N° 11.5 - 1 del Capítulo XI; y los de operación y mantenimiento obtenidos del punto 8.1 del Capítulo VIII; como costos incrementales respecto a la pre-operación del proyecto.

La tasa de descuento utilizada es de 11 %.

El costo marginal resultante es de 227.41 I/. / m³.

Ver los cálculos en el cuadro respectivo.

14.2.6 EVALUACION DE PROYECTO

En el Cuadro N° 14.2.6 - 1 se presenta el cálculo de los flujos económicos del proyecto, los que al ser actualizados a la tasa de descuento del 11 % anual producen los siguientes resultados :

$$\text{VAN} = 5'049,329 \quad (*)$$

$$\text{B/C} = 1.91 \quad (*)$$

El cálculo de la Tasa Interna de Retorno (TIR) resulta en 15.7.% (*).

Los resultados obtenidos permiten afirmar que desde el punto de vista económico-social el proyecto elaborado es factible.

En el Cuadro N° 14.2.6 - 2 se muestra los indicadores

Cuadro 14.2.6 - 1

Determinación del Valor Presente Neto (VPN) y Tasa Interna de Retorno (TIR)

(Miles de Intls, Agosto de 1988)

Año	Beneficios	Costos	(B - C)	Valor Presente Tasa = 11%	Valor Presente Tasa = 6%	Valor Presente Tasa = 7%
1990		206,448	(206,448)	(206,448)	(206,448)	(206,448)
1991		559,930	(559,930)	(504,441)	(528,236)	(523,299)
1992		239,969	(239,969)	(194,764)	(213,572)	(209,598)
1993	1'244,643	662,647	581,996	425,550	488,655	475,082
1994	1'371,876	699,386	672,490	442,990	532,675	513,093
1995	1'433,079	723,198	709,881	421,280	530,464	506,135
1996	1'509,584	749,420	760,164	406,415	535,885	506,529
1997	1'573,941	774,533	799,408	385,042	531,652	497,831
1998	1'636,059	818,875	817,184	354,598	512,711	475,608
1999	1'707,992	845,298	862,694	337,248	510,627	469,248
2000	1'774,377	870,907	903,470	318,188	504,492	459,278
2001	1'847,817	897,748	950,069	301,441	500,484	451,371
2002	1'918,670	964,557	954,113	272,724	414,165	423,638
2003	1'952,938	1'020,864	932,074	240,022	436,993	386,776
2004	2'016,324	931,294	1'085,030	250,721	479,909	420,793
2005	2'087,421	955,139	1'132,282	236,852	472,462	410,391
2006	2'148,345	979,665	1'168,680	220,053	460,046	395,872
2007	2'229,851	1'004,248	1'225,603	207,902	455,145	387,995
2008	2'300,859	1'058,874	1'241,985	189,803	435,122	367,458
2009	2'373,011	1'083,569	1'289,442	177,527	426,177	356,541
2010	2'446,729	1'108,563	1'338,166	165,978	417,246	345,807
2011	2'522,542	1'134,679	1'387,863	155,083	408,247	335,187
2012	2'605,856	1'162,318	1'443,538	145,319	400,589	325,825
2013	3'257,656		3'257,656	295,445	852,845	687,192

$\sum (B - C) = 5'049,328 \quad 9'418,335 \quad 8'258,251$

Valor Presente Neto (VPN) (*) = 5'049,328

Tasa Interna de Retorno (TIR) = 15.7%

(*) A una tasa de descuento = 11%

de la situación del Sistema de Agua Potable.

(*) Nota : Condiciones en que el proyecto sea óptimo y factible de ejecutar : que el $VAN > 0$; que el $B/C > 1$; y que el $TJR = i > r = 11 \%$.

CAPITULO XV

CONCLUSTONES Y RECOMENDACIONES

- La fuentes más idóneas, observadas en los planos y en el lugar, son las aguas superficiales de los ríos Auqui y Paria; de acuerdo a los estudios realizados, en cuanto a calidad, no es necesario efectuar mayores tratamientos a dichas aguas. Su captación es fácil y se conducen por gravedad. En cuanto a sus caudales cumplen con los requerimientos necesarios para el horizonte del proyecto.

Es necesario que la Unidad Operativa de Huaraz efectúe el mantenimiento adecuado al desarenador y la línea de conducción que se encuentran con algunas deficiencias. Se debe realizar evaluaciones periódicas de velocidad del agua en la línea.

La actual planta de tratamiento de agua potable solamente puede tratar 60 l/s, por lo que es necesario ampliar para mejorar la calidad del agua que se está ofreciendo a la población.

En cuanto al consumo de agua por lo usuarios de las diferentes categorías, especialmente los que no cuentan con medidor, se ha

encontrado que desperdician grandes cantidades de agua. Mediante el uso de medidores volantes se han encontrado valores más ajustados a la realidad; y, el personal que debe realizar las lecturas debe ser capacitado por la Empresa.

- Respecto a la calidad de agua que se ofrece a la población se ha encontrado que las aguas captadas del río Paria solamente son desarenadas y clorinadas y en esa forma se entrega a la población. Las que provienen del río Auqui, una parte, (el 48 %), es tratada por la planta mientras que la otra parte, (el 52 %), sin ningún tratamiento se mezcla con la anterior para luego entregar a la población. Estas deficiencias malogran también los medidores.

Las mediciones que se realizaron en el reservorio se efectuaron con el tirante de agua obteniéndose los valores siguientes : $k_1 = 1.3$ y $k_2 = 1.7$; estos valores han sido obtenidos en un día festivo de la ciudad en que se incrementó la población. El uso de equipo más exacto para determinar estas variaciones son : el medidor de caudal con registrador y totalizador.

- En la determinación de las pérdidas y desperdicios en la red de agua, en la ciudad de Huaraz, no se registra ningún problema porque las tuberías son de reciente instalación. Pero, existe un elevado porcentaje de conexiones clandestinas. y también de medidores defectuosos. Se debe detectar a estas conexiones

clandestinas para incorporar a los usuarios como clientes legales de la empresa.

- En cuanto al estudio de las dotaciones de agua se ha obtenido el siguiente valor : 225 lt/hab/día. Este valor obtenido es mayor que el de las normas.
- En el estudio de la población de la ciudad de Huaraz, teniendo como base el crecimiento histórico de los últimos censos, se ha seleccionado la curva más característica : El método de los Incrementos Variables, el cual simula mejor el comportamiento histórico.

En cuanto a la población servida se ha escogido como meta al final del horizonte un 90 % en el año 2,012; y el crecimiento de las conexiones totales siguen un comportamiento lineal similar al de la población. Es necesario contar con un catastro de las conexiones discriminando por diámetro de conexión y tipo de servicio para poder efectuar estudios de esta naturaleza.

- Después de haber recorrido y realizado el estudio de posibles fuentes de abastecimiento de agua para la ciudad de Huaraz, se ha visto por conveniente utilizar las aguas superficiales el río Paria, y el río Auqui y las aguas subterráneas.
- Se ha escogido estas tres alternativas porque son las que ofrecen mejores posibilidades para su ejecución. Se recomienda tener

siempre presente que las alternativas pueden ser empleadas de acuerdo a su oportunidad y para los cuales se han elaborado sus respectivos metrados y costo de operación y mantenimiento.

- La alternativa elegida es la que presenta el menor costo posible en su momento de ejecución; asimismo la que brinda a la población la mejor calidad y mayor cantidad de agua el que será al final el esquema integral de solución.
- Respecto a su topografía, la ciudad de Huaraz presenta una pendiente suave, en el sentido de Este a Oeste, que varía de 4 % a 8 %. La ciudad se encuentra dividida en dos partes por el río Quillcay (Norte y Sur), que recorre de Este a Oeste hasta la desembocadura en el río Santa.
- En cuanto a los rasgos geológicos de la ciudad de Huaraz se dice que está cubierta por depósitos de naturaleza morrénica y/o glacial puesto que se trata de suelos heterogéneos inconsolidados (fragmentos angulosos, medios, bloques, limos arenas y arcillas).
- Se recomienda considerar dentro del estudio, a las zonas de expansión futura : los barrios Shancayan, Palmira, Vichay y Monterrey. Es conveniente elaborar los planos topográficos respectivos; asimismo, los estudios de suelos de esta zona. En la elaboración de los planos topográficos de la ciudad de Huaraz, se ha tenido en cuenta al - B.M. que está ubicada en la plaza

de Armas de esta ciudad.

- En la determinación del factor de economía de escala y el período óptimo de diseño, para cada uno de los componentes del sistema de agua potable, se ha calculado los períodos de diseño, a fin de optimizar la inversión mediante : estimaciones de interés y costo capitalizado en función del tamaño de la obra. La tasa de interés juega un papel importante. En las últimas décadas el Banco Mundial ha impuesto tasas que varían entre 8 y 11 % anual.

Para hacer un cálculo más completo es necesario contar con un estudio que nos permita tener los rendimientos de horas hombres y horas máquinas para la costa, sierra y selva y por tipo de terreno considerando mano de obra calificada y no calificada.

- Al evaluar la red de agua potable existente se encontró que es nueva en la gran mayoría de sus instalaciones.

Se recomienda contar con equipos mínimos para poder elaborar las curvas isobáricas con el fin de determinar en puntos estratégicos. Estos puntos nos permiten visualizar el comportamiento de la mesa de agua de la red y el caudal de cada una de las tuberías. El equipo para la elaboración de las curvas isobáricas lo forman manómetros y cronómetros.

Asimismo, para la determinación de C_H se recomienda implementar los equipos con 2 pitómetros con indicador y registrador en la red.

- En tarifas lo que se trata es de obtener un precio justo, que permita mantener un servicio eficiente. En el planteamiento que se hace en el estudio de tarifas se ha tenido en cuenta tres alternativas

Operación y mantenimiento.

Operación, mantenimiento y depreciación.

Operación, mantenimiento, depreciación y amortización.

Se ha elegido la última alternativa que nos da una tarifa promedio de 287 I/m^3 .

- Se recomienda determinar la estructura financiera a fin de que el proyecto mantenga un control sobre los beneficios exedentes y un autofinanciamiento dentro de la vida útil del sistema.
- Las proyecciones financieras se han expresado en Intis (precios reales sin distorsiones del mercado) a Agosto de 1,989. Comprende el análisis de pérdidas y ganancias, determinación del capital de trabajo, fuentes y usos de fondos y el balance general hasta la determinación de la Tasa Interna de Retorno. Cuando esta resulta negativa nos indica que la tarifa no es capaz de cubrir los gastos o aplicaciones necesarias.

En el estado de pérdidas y ganancias se aprecia que los ingresos de operación cubren satisfactoriamente los costos de operación durante todo el período.

La Tasa Interna de Retorno financiero es de 15.7 % para el sistema proyectado, lo que concuerda con el criterio de que la tasa obtenida debe ser mayor que la propuesta por el B.I.D.

La tarifa en todos los casos debe por lo menos cubrir los costos de operación y mantenimiento, amortización de la deuda a fin de permitir que los sistemas se autofinancien durante su vida útil.

El sistema de Agua Potable no sólo se puede optimizar disminuyendo los % de ociosidad de las estructuras, sino que es muy importante también minimizar los % de agua no contabilizada, lo cual trae como consecuencia un menor gasto de operación, un mejor servicio a la población y la posibilidad de servir a un mayor número de viviendas.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- J.M. de Azevedo - Guillermo Acosta A.
"Manual de Hidráulica", Harla S.A., México. 1,975
- 2.- Victor L. Streeter
"Mecánica de Fluidos", Mc Graw-Hill Inc, USA. 1,971
- 3.- Simon Arocha R.
"Abastecimiento de Agua", Ediciones Vegas. Caracas. Venezuela
1,977.
- 4.- José M. Pérez - L. Cánepa de Vargas
"Guía para diseño de plantas de filtración lenta para el medio rural", CEPIS, 1,983.
- 5.- A. Rodriguez - G. Valdez
"Compendio de Geología General", Ediciones Culturales. Lima,
1,978.
- 6.- SENAPA
"Estudio de factibilidad de Agua Potable y Alcantarillado de Mala", Lima, 1,984.
- 7.- SENAPA
"Estudio de factibilidad de Agua Potable y Alcantarillado de Supe y Pativilca", Lima, 1984.

8.- SENAPA

"Estudio de factibilidad de Agua Potable y Alcantarillado de Talara y Anexos", Lima, 1,985

9.- Humberto Chavarry A.

"Verificación de Diámetros de una red de Agua Potable por el Método de Hardy Cross", Yacu SENAPA, Lima, 1,987.

10.- Humberto Chavarry A.

"Estudio del proyecto de factibilidad para el Mejoramiento y Ampliación del sistema de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Huancayo", Tesis de Grado UNI 1,984.

11.- César Navarro Quillana

"Estudio de Pre-inversión a nivel de factibilidad Técnico-Económico para el proyecto de ampliación y mejoramiento de los servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de la Merced"; Tesis de Grado UNI 1,979.

12.- SENAPA

"Proyecto Definitivo de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Jaén", Lima, 1,988.

13.- SENAPA

"Estudio de factibilidad de agua potable y alcantarillado de Huaraz", Lima, 1,984.

14.- SENAPA

"Estudio definitivo de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Huaraz", Lima, 1,988.

15.- CRYRSA

"Plan Regulador de la ciudad de Huaraz", INP, 1,972.

16.- Reglamento Nacional de Construcciones.

"Normas y requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinados a localidades urbanas". Ministerio de Vivienda y Construcción, Lima Perú, 1,977.

17.- INE

"Censos Nacionales años 1,940, 1,972, 1981, "Lima, 1,981.

18.- Ministerio de Salud

"Boletín estadístico"; Hospital de Apoyo Huaraz, 1,988.

19.- Simón Andrade Espinoza

"Evaluación de Proyectos", Lima Perú, 1,989.

20.- Ministerio de Educación

"Boletín Estadístico", Unidad de Servicios Educativos - Huaraz, 1,989.

21.- Carlos Orna Orbezo - Alejandro Ferrer Quea.

"Análisis y aplicación del plan contable general", Lima, Perú, 1,977.

22.- SENAPA

"Estudio de factibilidad de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Huancayo", Lima, 1,983.

23.- CEPIS

"Análisis de redes y control de fugas", DTIAPA, Lima, 1,985.

24.- Verástegui

"Estudio de factibilidad técnico-económico financiero para la Ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Concepción, Tesis de Grado, UNI 1,988.