

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA SANITARIA**



**TESIS DE GRADO**

**Estudio de Agua Potable de Huánuco**

**FELIPE MOTTA LAGUNA**

**DICIEMBRE 1975**

# "AÑO DE LA MUJER PERUANA"

## 1.- INFORMACION GENERAL SOBRE LA POBLACION

- 1.1.- Situación Política
- 1.2.- Geografía
- 1.3.- Clima
- 1.4.- Vivienda y Población
- 1.5.- Instituciones Oficiales y Servicios
- 1.6.- Actividad Económica
- 1.7.- Energía Eléctrica

## 2.- INFORMACION SOBRE SERVICIOS EXISTENTES

- 2.1.- Consideraciones Generales
- 2.2.- Toma
- 2.3.- Canal de Conducción
- 2.4.- Planta de Tratamiento
- 2.5.- Reservorio de Almacenamiento
- 2.6.- Red de Distribución
- 2.7.- Conexiones Domiciliarias
- 2.8.- Fechas de Construcción y Ampliaciones

## 3.- FACTORES BASICOS DE DISEÑO

- 3.1.- Período de Diseño
- 3.2.- Población Futura
- 3.3.- Areas y Densidades
- 3.4.- Datos de Diseño
  - 3.4.1.- Dotación
  - 3.4.2.- Variaciones de Consumo
  - 3.4.3.- Almacenamiento

## 4.- DISEÑO DEL SISTEMA FUTURO

- 4.1.- Diagnóstico del Sistema existente
- 4.2.- Características de los elementos del Sistema futuro
  - 4.2.1.- Toma
  - 4.2.2.- Canal de Conducción
  - 4.2.3.- Planta de Tratamiento
  - 4.2.4.- Almacenamiento
  - 4.2.5.- Red de Distribución

1.- INFORMACION GENERAL SOBRE LA POBLACION

1.1.- Situación Política

La ciudad de Huánuco pertenece a la provincia de Huánuco del Departamento del mismo nombre. Esta ciudad es capital de provincia y departamento.

1.2.- Situación Geográfica

Sus coordenadas geográficas son: 9° 56' de Latitud Sur y 76° 15' de longitud Oeste y su ubicación es en una zona de sierra, sobre el río Huallaga en un valle relativamente amplio, distinto a lo que es costumbre ver en nuestros Andes.

En la puerta de la G.U.E. L.Prado hay un Bench Mark de nivelación que tiene como cota 1894.930, pero la población se extiende desde las cotas 1896 m.s.n.m. hasta 1921 m.s.n.m.

El río Huallaga en su nacimiento tiene muy fuerte pendiente y se va haciendo más tendida en su recorrido. En un punto en el cual recibe como tributario al río Higuera, se ha formado una planicie de origen aluvial, en la margen izquierda del río y es en esta planicie donde se ha realizado el asentamiento de la ciudad.

Al este de la ciudad existe el aeropuerto, el cual tiene pista de tierra y recibe los días Lunes, Martes, Jueves, Sábados y Domingos a los aviones Faucett y Aeroperú.

En el momento de atravesar a la ciudad de Huánuco, el río Huallaga no es todavía navegable.

Existe carretera a Cerro de Pasco (para su posterior enlace con Lima) la cual en este momento es de tierra pero en el año de 1975 debe empezar su asfaltado.

1.3.- **Clima.**- Datos proporcionados por el Senamhi, nos muestran que la temperatura media anual es de 19°C. presentándose las máximas temperaturas de 26° en los meses de Abril y Mayo y las mínimas son de 11.8°C en el mes de Julio.

En cuanto a lluvia, la precipitación media anual es de 381 m.m., siendo los meses lluviosos de Noviembre a Febrero y los restantes con lluvia esporádicas.

La humedad relativa media es de 59%.

1.4.- Población y Vivienda

Existe información sobre los censos efectuados en 1940, 1961 y 1972, cuyos resultados se ofrecen a continuación:

1940	.....	11,966
1961	.....	24,646
1972	.....	41,607

Asimismo se ha efectuado el censo de viviendas en esos mismos años arrojando las siguientes cifras:

1940	.....	2,250
1961	.....	4,296
1971	.....	6,577

De las cifras anteriores se puede notar que la población crece más rápidamente que el incremento en viviendas, resultados así que en el año 1940 había una proporción de 5.31 habitantes por vivienda, en 1961 subió a 5.73 y en 1971 había 5.79 habitantes por vivienda. El déficit de vivienda se agrava cada vez más y esto incide en los servicios por que no obstante que con cada conexión se abastece más habitantes, la densidad mayor puede obligar a replantamientos a los diámetros de la red de agua.

En el expediente urbano de la ciudad se ha hecho una evaluación de las viviendas existentes en Huánuco la cual arroja el siguiente resultado:

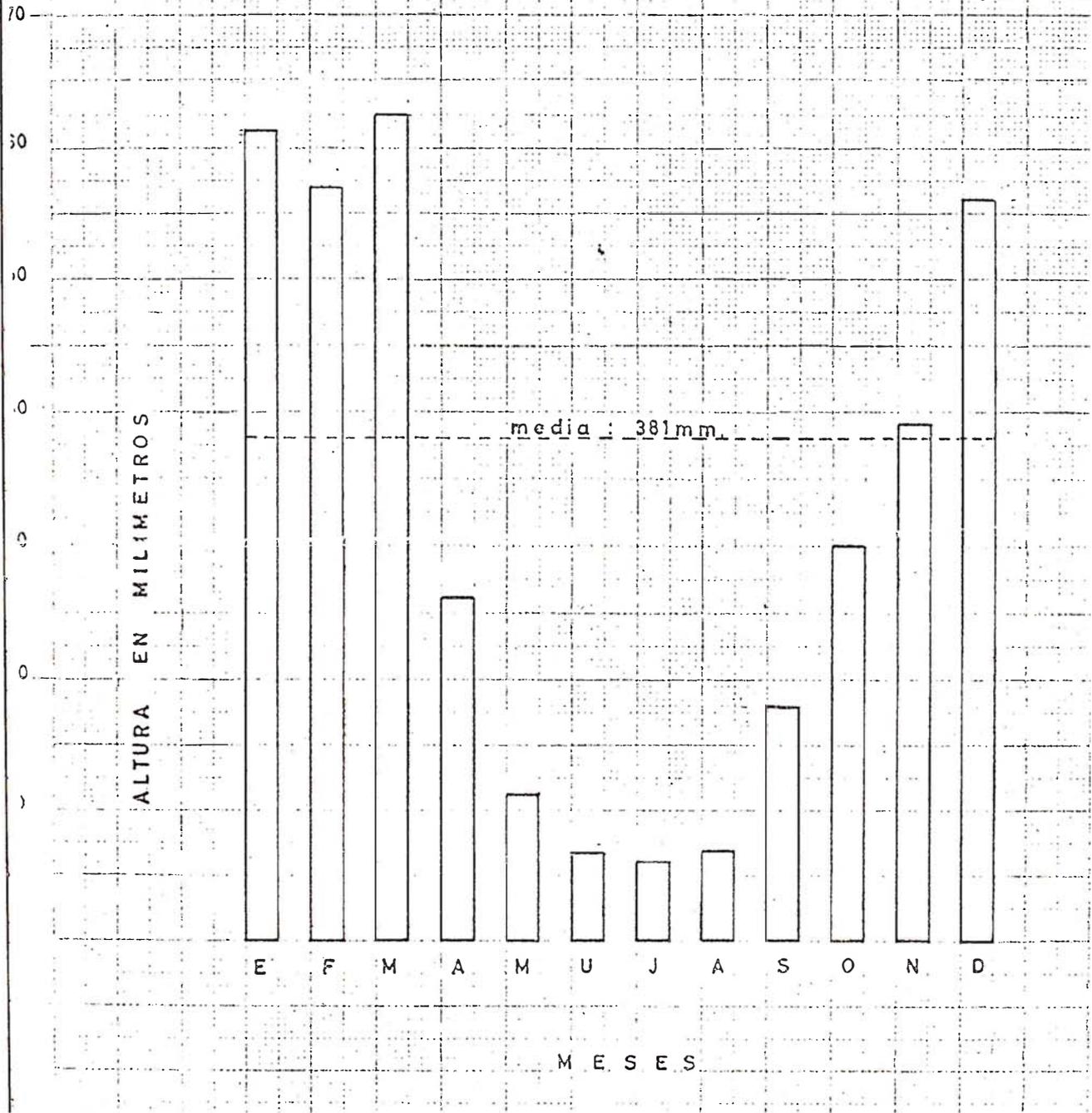
Calificación	%
En buen estado	20
Regular	35
Malo	45

1.5.- Instituciones Oficiales y Servicios

Las Instituciones Oficiales están representadas en esta ciudad y mencionamos las más importantes:

PRECIPITACIONES - TOTALES MENSUALES

(Promedio de 10 años)



Concejo Provincial

Prefectura

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (SEM)

Ministerio de Vivienda (D.G.O.S.)

SINAMOS

Ministerio de Agricultura

Banco de la Nación

Oficina Zonal del Ministerio de Educación y Casa de la  
Cultura.

Guardia Civil.

Salud.- Existe el Hospital Centro de Salud, cuyo radio de  
acción alcanza a la micro región además de la ciudad.

A nivel de distritos existen las Postas Médicas.

Educación.- Hay una Universidad, la Hermilio Valdizán y una  
Escuela Normal.

Además existen 5 colegios que imparten educación secundaria  
a 3,300 alumnos y diversas escuelas primarias para varones  
y mujeres con una población escolar de 8,100 alumnos.

Servicios.- Existen los siguientes servicios:

- Correos, telégrafos y teléfono.
- Camal.
- Mercados, Modelo, Antiguo y de Productores.
- Cementerio.
- Frigorífico Pesquero.

Las mayores demandas de agua provendrán de los mercados y del  
Frigorífico Pesquero Zonal.

#### 1.6.- Actividad Económica

Haciendo un análisis de los tipos de actividad económica podrem  
os encontrar los siguientes sectores de producción:

Agricultura.- En la provincia de Huánuco el área cultivada es equivalente al 14% del área cultivada de todo el departamento y presenta el 17.3% del total del valor Bruto Producido en el departamento.

Hay cultivadas 18,800 Hac. con un valor Bruto de Producción de 175'134,072 soles lo que significa una suma de \$/ 9,340.00 por Hectárea. Como comparación a esto señalaremos que Tingo María cultiva 25,075 Hás., las cuales tienen un valor Bruto Producido de \$/ 242'934,095 ó sea \$/ 9,700.00 por Hectárea. Teniendo en cuenta que Tingo María tiene menos de la mitad de la población de Huánuco, salta a la vista que la incidencia de la garicultura sobre la economía de esta ciudad es pequeña.

Los pincipales cultivos son: papa, maíz, cocoa y caña de Azúcar.

En el sector ganadería señalaremos que no está desarrollada y que al año se benefician 23,000 cabezas entre vacuno, lanares caprinos y porcinos.

En minería no hay explotación significativa, y no se han hecho estudios de factibilidad.

Las industrias existentes son principalmente de refinación de azúcar, destilación de aguardiente, bebidas gaseosas, aserraderos, muebles etc., tienen un valor agregado de 12'000,000.00 de soles lo que equivale al 0.02% del valor agregado de la nación.

En cuanto al comercio, no obstante absorber la mitad de la población económicamente activa, no aporta con monto significativo a la economía de la provincia, por ser este comercio realizado en su mayor parte por habitantes del campo que han emigrado a la ciudad por la ausencia de expectativas en su sitio de origen.

El comercio en la ciudad no es intenso pero abastece a la micro región. En las calles 2 de Mayo, 28 de Julio y Plaza de Armas están localizados los almacenes que tienen su mercado dirigido a nivel urbano distrital. En el Mercado Modelo y alrededores están ubicados los almacenes de comercio intenso dirigidos principalmente a la demanda periférica y rural.

Existe también un campo ferial en Puelles en el cual una vez al año un festival agropecuario que atrae habitantes de la región y aún de zonas más alejadas.

La industria es incipiente, se limita a pocas factorías ubicadas principalmente en la parte de la Avda. 28 de Julio cercana a la orilla del Río Huallaga.

Existe un proyecto asignar parte del área de Paucarbamba, para la zona industrial. Se ha hecho el levantamiento topográfico de esta zona para evaluarla en cuanto a su posibilidad de ser abastecida por el reservorio a construirse en la parte alta de Paucarbamba.

La Oficina de Emadi ha recibido solicitudes de ubicación de cierto número de industrias, las que según su finalidad pueden clasificarse en los tipos siguientes:

<u>TIPO</u>	<u>NUMERO</u>
Alimentos	37
Metal mecánico	69
Transformación	38
Bienes y Servicios	50
Construcción.	<u>26</u>
	220

A primera vista parece un número excesivo de solicitudes pero en realidad no todas ellas se van a instalar.

En general, la población económicamente activa absorbe mano de obra en las siguientes proporciones para cada sector:

<u>SECTOR</u>	<u>HABIT.</u>	<u>PORCENTAJE</u>
Agricultura, ganadería, minería	3,440	28.3%
Industria	2,220	18.3%
Comercio, transporte, servicios	6,170	50.8%
No especificado	316	2.6%

En conclusión se puede decir que Huánuco es una ciudad de servicios por ser paso obligado del movimiento Selva central Lima. Es un centro administrativo, por ser la capital del Departamento.

El sector agrícola-ganadero está en deterioro por su falta de incentivos y facilidades para la producción, el industrial es débil, con poco capital y baja producción como lo demuestran las cifras señaladas líneas arriba. El comercio tiene tendencia al sub-empleo y a incrementar población de bajos ingresos por ser principalmente un comercio al menudeo.

En el futuro existen posibilidades en el sector agrícola y ganadero por cuanto la zona agraria de Huánuco tiene un plan de incrementos de producción tanto en el sector de la agricultura como en el pecuario.

La industria puede verse favorecida por la asignación de una zona para este fin en el barrio Paucarbamba y por la puesta en marcha de una nueva central Termoeléctrica.

En el renglón de los servicios puede haber una retracción en época posterior a la puesta en servicio de la carretera Puerto Bermúdez - Tingo María programada para el bienio 75 - 76 por cuanto los productos de la zona de selva, buscando una ruta más corta escogerán esta vía para su transporte hacia Lima.

1.7.- Energía Eléctrica

El suministro de la energía eléctrica para la ciudad de Huánuco está a cargo del SEN (Servicio Eléctrico Nacional), y para este menester posee una planta termoeléctrica cuyo equivalente se observa en el siguiente cuadro:

	<u>MARCA</u>	<u>POTENCIA(KW)</u>	<u>R.P.M.</u>	<u>OBSERVACIONES</u>
1	MIRRELES	400	450	-
2	LISTER-BLACKTONE	280	600	-
3	BREDA	220	1250	-
4	BREDA	60	1800	Malogrado
5	CATERPILLAR	190	1850	Malogrado
6	DEUTZ	85	-	

Además de estos equipos termoeléctricos existe una Hidroeléctrica en Colpa la cual con una turbina Keplan, produce 200 KW en promedio.

En total, el suministro otorgado por SEN alcanza normalmente una potencia de 1250 KW., pero esta cantidad es insuficiente para las necesidades de la población, por lo cual se está trabajando y está a punto de inaugurarse una nueva planta en Paucarbamba.

A continuación se muestra las características de los motores que se usarán en la nueva termoeléctrica.

<u>SERIE</u>	<u>MARCA</u>	<u>POTENCIA (KW)</u>	<u>R.P.M.</u>
8 S	SKODA	540	375
8 S	SKODA	540	375
9 S	SKODA	1080	360
9 S	SKODA	1080	360

Estos motores contarán con sistema de refrigeración con agua constando este de una poza de agua, torres de enfriamiento, cámara de refrigeración y torres de compensación.

En general el agua a consumir por el sistema de refrigeración es muy pequeña (porque es recirculante) y no va a ser considerada con dotación especial. Consecuentemente la descarga de agua no revestirá peligro por su temperatura, calidad y cantidad.

## 2.- INFORMACION SOBRE SERVICIOS EXISTENTES

### 2.1.- Consideraciones Generales

El sistema consta de :

- a) Bocatoma en el Río Higueras
- b) Canal de conducción al desarenador
- c) Desarenador
- d) Canal de conducción a la Planta de Tratamiento de agua
- e) Planta de Tratamiento, constando esta de: Sistema de dosificación de cloro y sulfato de alúmina, floculador de flujo vertical, sedimentador, filtros y reservorio de lavado
- f) Reservorio de cabecera (adyacente a la Planta de Tratamiento).
- g) Red de distribución.

2.1.1. Cabe agregar la existencia de un reservorio antiguo ubicado dentro del casco urbano que actualmente está en desuso, pero que ocasionalmente en casos de algún desperfecto se puede emplear.

2.1.2. Las mejoras que se necesitan en el sistema se refieren a cantidad de agua, a pesar de que si nos atenemos a un estudio teórico con una dotación de 200 l.p.h.p.d y una población de 41,123 hab. y un coeficiente 1.3 para máximo diario nos arroja un resultado de 124 l.p.s.

gasto que la planta puede proporcionar. Sin embargo a la población le falta agua, y esto se puede probar por la modalidad de la operación:

El reservorio entrega agua a la población entre las 5 a.m. y la 1 a.m.; durante la noche y madrugada se suprime el abastecimiento para llenar el reservorio.

Al abrirse el reservorio a las 5 a.m., este llega a vaciarse a las 8 a.m. y permanece con nivel mínimo y entregando agua a la línea de alimentación de tal forma que esta funciona sin presión.

2.1.3. El Río Higueras trae un caudal muy grande, su confluencia con el Huallaga se realiza en la misma ciudad.

Los aforos del Río Huallaga muestran como promedio un gasto de 69.7 m<sup>3</sup>/seg. llegando a ser el mínimo en 8 años de 9.44 m<sup>3</sup>/seg. y el máximo en ese mismo período de 636.9 m<sup>3</sup>/seg. En el siguiente cuadro se muestra los datos de aforos.

CUADRO N°

AFOROS DEL RIO HUALLAGA

AÑO	PROMEDIO (M <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMO EN 8 AÑOS	MINIMO EN 8 AÑOS
1966	46.22		
1967	84.90		9.44 (Julio)
1968	62.18		
1969	45.38		
1970	51.35		
1971	67.35		
1972	106.21	636.9 (Marzo)	
1973	94.34		

El caudal del Río Higuerras puede considerarse entre un tercio y un cuarto del Huallaga, por lo tanto su caudal mínimo debe ser del orden de 2.5 m<sup>3</sup>. a 3 m<sup>3</sup>/seg. en un período de 8 años.

- 2.1.4. El agua del Río Higuerras tiene calidad suficiente como para ser tratada a bajo costo. No contiene desechos de relaves minerales al no haber minas en su cuenca, y así mismo la contaminación bacteriológica es controlada con facilidad con el equipo de desinfección de la planta, - al ser aquella de nivel más bajo por no atravesar centros poblados de cierta magnitud y autopurificarse con una fuerte pendiente y caudal apreciable.

En época de lluvia el río puede traer hasta 20,000 p.p.m. y esta sí representa problema para la operación de la - planta porque muchas veces es necesario suprimir la entrada de esta agua a la conducción, trabajar en la planta con un gasto menor, en mayores períodos de tratamiento y aumentar el dosaje de floculante, presentándose en esta forma un déficit en el abastecimiento a la ciudad.

En épocas de sequía no hay este problema y la turbidez - del río es del orden de 60 p.p.m.

En la página siguiente se muestra el análisis de agua en la Toma y en la Planta de Tratamiento.

ANALISIS FISICO Y QUIMICO DEL AGUA  
INFORMACION GENERAL

Emisante \_\_\_\_\_  
 Localidad HUANUCO  
 Fuente de Abastecimiento RIO  
 Tipo de Agua (Cruda, Tratada, Agua Negra, etc.) CRUDA  
 Colectada por \_\_\_\_\_

	<u>Fecha</u>	<u>Hora</u>
Recolección	29 - 4 - 75	16:00
Llevada al Laboratorio	2 - 5 - 75	12:30
Inicio de los análisis	5 - 5 - 75	9:00
Termino de los análisis	7 - 5 - 75	15:00

RESULTADOS

1.- Turbidez	40	U. S.
2.- Color	25	U. Std.
3.- Temperatura		°C
4.- Olor	Ninguno	
5.- Sabor	Ninguno	
6.- Aspecto		
7.- pH	7.8	
8.- Conductividad eléctrica a 20°C		micromhos/cm
9.- Índice de Saturación (Langelier)		

	mg./l.
0.- Sólidos disueltos totales	121
1.- Alcalinidad total, como CaCO <sub>3</sub>	74.0
2.- Alcalinidad Fenolftaleína, como CaCO <sub>3</sub>	0.
3.- Dureza carbonatada, como CaCO <sub>3</sub>	67.1
4.- Dureza no carbonatada, como CaCO <sub>3</sub>	0.
5.- Dureza total, como Ca CO <sub>3</sub>	67.1
6.- Cloro residual total, como Cl <sub>2</sub>	
7.- Cloro residual libre, como Cl <sub>2</sub>	
8.- Bióxido de Carbono libre, como CO <sub>2</sub>	

	mgr./l.
19.- Oxígeno disuelto, como O <sub>2</sub>	
20.- Demanda Química de Oxígeno	
21.- Demanda Bioquímica de Oxígeno	
22.- Derivados del Petróleo: Aceites, Grasas	
23.- Carbono cloroformo Extracto	
24.- Sustancias Activas al Azul de Metileno	
25.- Fenoles	
26.- Detergentes	
27.- Taninos - Lignina	

	mgr./l.		mgr./l.
28.- Calcio, como CaCO <sub>3</sub>	50.8	45.- Estroncio	--
29.- Magnesio, como CaCO <sub>3</sub>	16.3	46.- Vanadio	--
30.- Sodio	--	47.- Amonio	--
31.- Potasio	--	48.- Hidróxidos, como CaCO <sub>3</sub>	0.
32.- Hierro, como Fe	6/03	49.- Carbonatos, como CaCO <sub>3</sub>	0.
33.- Aluminio	--	50.- Bicarbonatos, como CaCO <sub>3</sub>	74.
34.- Manganeso, como Mn	0.00	51.- Sulfatos, como Sulfatos	8.5
35.- Plomo	--	52.- Cloruros, como cloruro	0.5
36.- Zinc	--	53.- Nitratos, como Nitrógeno	0.40.
37.- Cobre	--	54.- Nitritos, como Nitrógeno	0.012
38.- Arsénico	--	55.- Fluoruros	--
39.- Cromo (Hexav.)	0.00	56.- Bromuros	--
40.- Boro	--	57.- Ioduros	--
41.- Berilio	--	58.- Sulfuros	--
42.- Litio	--	59.- Sulfitos	--
43.- Silicio	--	60.- Fosfatos	--
44.- Plata	--	(Meta - Polifosfatos)	

32.- Radioactividad Alfa (global)	pCi/l. (1 pCi = 10 <sup>-12</sup> curies).
33.- Radioactividad Beta (total)	pCi/l.

OBSERVACIONES:

Análisis realizado por Enrique Núñez Perales.

Vo Bo GUILLERMO TORRES Y TORRESL.  
 Ing. Jefe  
 Laboratorio Central

ANALISIS FISICO Y QUIMICO DEL AGUA  
INFORMACION GENERAL

Remitente \_\_\_\_\_  
 Localidad HUANUCO  
 Fuente de Abastecimiento RIO  
 Tipo de Agua (Cruda, Tratada, Agua Negra, etc.) TRATADA  
 Recolectada por \_\_\_\_\_

	<u>Fecha</u>	<u>Hora</u>
Recolección	29 - 4 - 75	16:00
Llegada al Laboratorio	2 - 5 - 75	12:30
Inicio de los análisis	5 - 5 - 75	9:00
Término de los análisis	7 - 5 - 75	15:00

RESULTADOS

1.- Turbidez	1.4	U.J.
2.- Color	2	U. Std.
3.- Temperatura		°C
4.- Olor	Ninguno	
5.- Sabor	Ninguno	
6.- Aspecto		
7.- pH	7.4	
8.- Conductividad eléctrica a 20°C		micromhos/cm.
9.- Índice de Saturación (Langelier)		

	mgr./l.
10.- Sólidos disueltos totales	144
11.- Alcalinidad total, como CaCO <sub>3</sub>	64
12.- Alcalinidad Fenolftaleína, como CaCO <sub>3</sub>	0
13.- Dureza carbonatada, como CaCO <sub>3</sub>	64
14.- Dureza no carbonatada, como CaCO <sub>3</sub>	12.2
15.- Dureza total, como CaCO <sub>3</sub>	76.2
16.- Cloro residual total, como Cl <sub>2</sub>	
17.- Cloro residual libre, como Cl <sub>2</sub>	
18.- Óxido de Carbono libre, como CO <sub>2</sub>	

	mgr./l.
19.- Oxígeno disuelto, como O <sub>2</sub>	
20.- Demanda Química de Oxígeno	
21.- Demanda Bioquímica de Oxígeno	
22.- Derivados del Petróleo: Aceites, Grasas	
23.- Carbono cloroformo Extracto	
24.- Sustancias Activas al Azul de Metileno	
25.- Fenoles	
26.- Detergentes	
27.- Táninos -- Lignina	

	mgr./l.		mgr./l.
28.- Calcio, como CaCO <sub>3</sub>	54.9	45.- Estroncio	
29.- Magnesio, como CaCO <sub>3</sub>	21.3	46.- Vanadio	
30.- Sodio		47.- Amonio	
31.- Potasio		48.- Hidróxidos, como CaCO <sub>3</sub>	0.
32.- Hierro, como Fe	0.03	49.- Carbonatos, como CaCO <sub>3</sub>	0.
33.- Aluminio		50.- Bicarbonatos, como CaCO <sub>3</sub>	64.0
34.- Manganeso, como Mn	0.00	51.- Sulfatos, como sulfatos	15.0
35.- Plomo		52.- Cloruros, como cloruros	1:0
36.- Zinc		53.- Nitratos, como Nitrógeno	0.20
37.- Cobre		54.- Nitritos, como Nitrógeno	0.004
38.- Arsénico		55.- Fluoruros	
39.- Cromo (Hexav.)	0.00	56.- Bromuros	
40.- Boro		57.- Ioduros	
41.- Berilio		58.- Sulfuros	
42.- Litio		59.- Sulfitos	
43.- Silicio		60.- Fosfatos	
44.- Plata		(Meta -- Polifosfatos)	

62.- Radioactividad Alfa (global)	pCi/l. (1 pCi = 10 <sup>-12</sup> curies).
63.- Radioactividad Beta (total)	pCi/l.

OBSERVACIONES:

\_\_\_\_\_

Análisis realizado por Enrique Núñez Perales.

  
 Vo Bo GUILLERMO TORRES Y TORRES L.  
 Ing. Jefe  
 Laboratorio Central

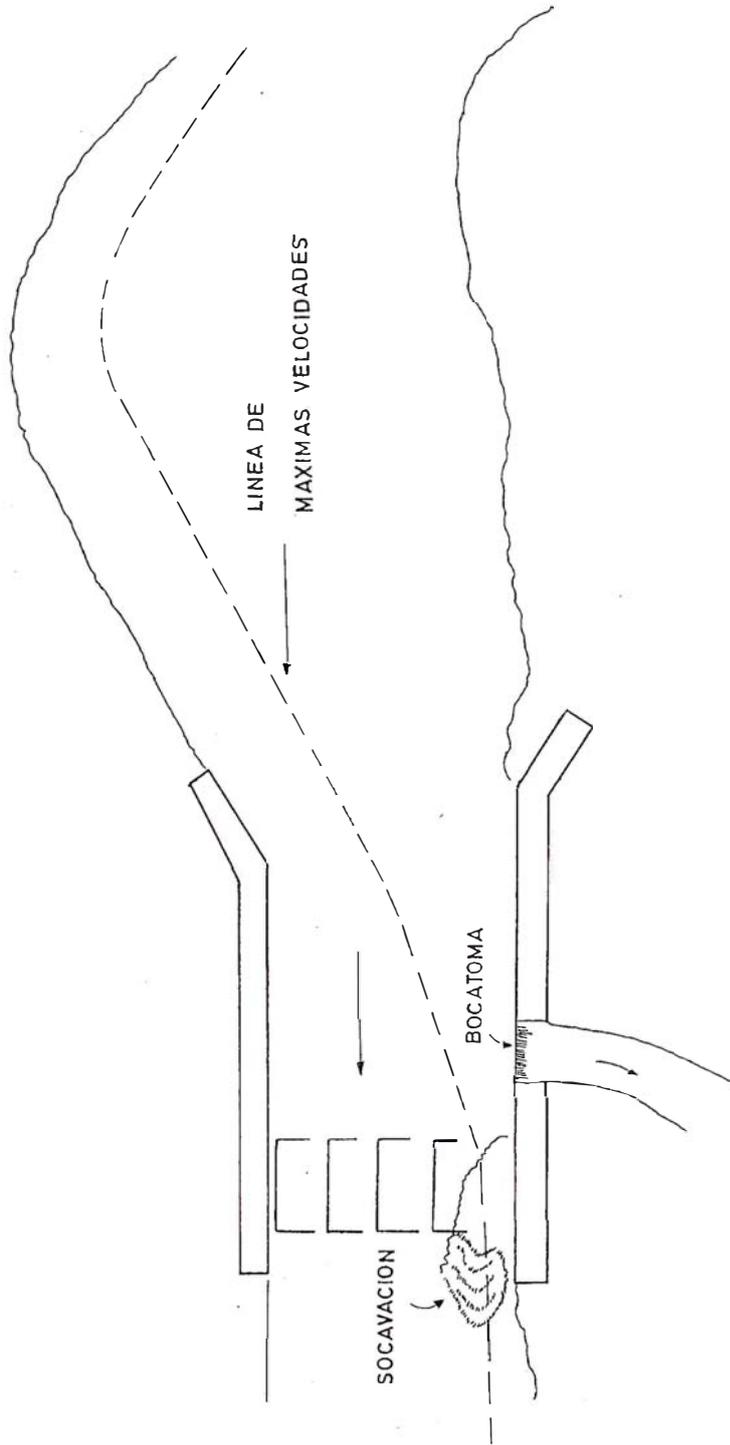
2.2.- Toma

La toma consiste en dos muros laterales que canalizan al Río Higueras, estos muros tienen una altura de 2.50 mts., y una longitud de 20 mts. La bocatoma en si está en el muro de la margen izquierda y consiste en una abertura en forma de vertedero de 1 mt. de ancho y una altura de 3 mts., generalmente tiene una altura de tirante de 0.60 mts.

La bocatoma posee rejilla de platinas de acero de 1 mt. de largo, 10 cm. de ancho y 1" de espesor que cumple su finalidad, no dejando pasar ni ramas ni piedras y cuando algún material queda atascado, su remoción con el rastrillo es efectuada con facilidad.

En forma transversa a los 2 muros encausadores existe un vertedero-rebosadero cuya finalidad fué de mantener un tirante mínimo, adecuado a las necesidades de captación, pero en la actualidad el vertedero ha sido erosionado y la parte adyacente a la bocatoma ha desaparecido prácticamente, dando con secuentemente un tirante inferior al deseable. Por esta causa se ha construído un muro de piedras apiladas (llamados tajamares por los trabajadores del servicio) inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, que se encarga de levantar el tirante.

La causa de la erosión y deterioro del vertedero es la forma del río en ese lugar, que produce alta velocidad en el lado izquierdo del vertedero, produciendo la socavación del lecho en la zona adyacente aguas abajo del vertedero.



CROQUIS DE LA TOMA

### 2.3.- Canal de Conduccion

Tiene en su tramo inicial una gran capacidad pues el tirante de agua está normalmente a la mitad de la altura de las paredes. Inmediatamente después hay tendida una tubería de concreto de 60 cm. de diámetro que conduce el agua a tubo lleno pero sin presión de una longitud de 432 mts.

Luego viene un canal de sección trapezoidal hasta el desarenador.

En este canal hay un tramo en el cual se han removido las losas del techo para realizar su limpieza.

En el material sedimentado y posteriormente extraído se puede observar la existencia de arena gruesa y cascajo de hasta 2" de diámetro, predominando el diámetro de 1/2".

Se ha aprovechado el tramo descubierto para hacer el aforo, tomándose dimensiones de su sección, la pendiente del tramo, tirantes promedio y el gasto se ha calculado teniendo en cuenta un coeficiente  $n = 0.016$  para las paredes y de  $n = 0.020$  para el fondo, que prácticamente siempre tiene el material de sedimentación descrito anteriormente.

El gasto encontrado en ese instante fué de 367 l.p.s. ( ver anexo de cálculos).

El desarenador es una estructura consistente en una cámara de 5.00 m. x 14.00 m. con dos tolvas, teniendo cada una de ellas su propio vertedero de desague. Existe un canal de By-Pass para los casos de limpieza del desarenador. En el momento de la visita se observó la maniobra de limpieza y se constató que se hace en forma impecable, demostrando la bondad del diseño. Después del desarenador el canal continúa siempre con sus losas de techo, pero hay tramos pequeños en los cuales falta este techo.

Aguas abajo en el Km. 1.98 existe una derivación para la Hacienda Cavalio, (Pucuhincha) en la cual hay 2 compuertas: una que controla el flujo a la hacienda y la otra controla el del servicio.

El ancho superficial y de fondo en el canal que lleva el agua a la hacienda es mayor que el del servicio de agua potable en una relación 2:1. En el proyecto original del canal de conducción ya estaba previsto el diseño de esta partición y no fué una construcción agregada por la hacienda a posteriori.

Es de notar que la compuerta hacia la hacienda tiene la volante sellada y no puede ser manipulada por los trabajos del servicio de agua potable.

En el momento de la visita a este lugar se aforó la salida hacia la hacienda y se encontró un gasto de 127 l.p.s. (ver anexo de cálculos).

En convenio suscrito por el sistema de Agua Potable de Huánuco y la Hacienda Cavalio, supervisado por la Jefatura del Distrito de Riego IV - Hualлага se ha llegado a un acuerdo que al texto dice lo siguiente:

- 1.- Ambas partes presentarán sus necesidades de agua mes a mes - las mismas que se canalizarán por esta jefatura, quien entregará los datos al operador de agua potable para su cumplimiento.
- 2.- La limpieza del canal desde la bocatoma hasta el partidor se hará en forma proporcional al volumen de agua utilizado por ambas partes.
- 3.- Cuando el nivel de agua en el río, sea inferior y no alcance a cubrir las necesidades de ambas partes, el Sr. Carlos Cavalio se compromete a la construcción de los tajamares necesarios para el normal abastecimiento de agua.

4° La programación de limpieza y mantenimiento se hará por cuenta del Agua Potable quienes entregarán a esta Jefatura con anticipación de 30 días programación para la coordinación correspondiente y su cumplimiento.

Adicionalmente, aguas abajo de la partición, en el Km 2.37 existe una compuerta de reducidas dimensiones que también puede desviar un pequeño caudal hacia la hacienda.

La longitud total del canal de conducción es de 6.1 Kms.

#### 2.4.- Planta de Tratamiento

En la llegada a la planta de tratamiento, existe una estructura que sirve para evacuar las demasías mediante un vertedero de pared gruesa. En el aforo del canal de llegada se encontró un gasto de 181 l.p.s. estando el tirante a un tercio de la altura total. En ese instante el vertedero rebosaba un gasto de 34.0 l.p.s. lo que significa que a la planta ingresaba un gasto de 147 l.p.s. (ver anexo de cálculos)

El caudalímetro de la planta, instalada en la salida de filtros señalaba un gasto de 145 l.p.s. solamente, arrojando una diferencia de 2 litros con el cálculo anterior.

Otro factor posible de tener en cuenta es la existencia de un rebose en la parte final del floculador, pero este no evacuaba agua en el instante de la inspección.

La planta de tratamiento en sí puede soportar un caudal mucho mayor a 120 l.p.s. gasto para el cual fué diseñada.

En épocas de sequía el río trae agua bastante clara y generalmente con una turbidez no mayor a 30 p.p.m. pudiéndose en esos momentos aumentar la producción de la planta hasta en un 50% adicional.

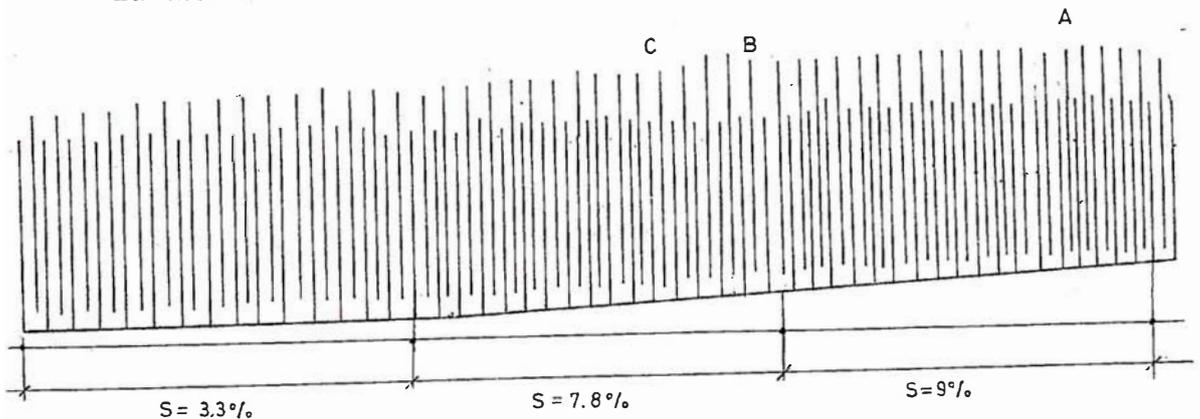
El floculador tiene funcionamiento defectuoso, provocado por velocidades grandes en los tramos en los cuales esto no es necesario.

Las velocidades generalmente recomendadas para un floculador son :

- Mezcla : mayor de 0.30 m/seg.
- Floculación : Entre 0.20 m/seg. y 0.25 m/seg.
- Sedimentación : de 0.10 m/seg. á 0.08 m/seg.

Sin embargo en nuestro caso se tienen velocidades de 0.37 y 0.30 m/seg. las que no son convenientes para el mantenimiento de un floc estabilizado sino más bien favorecen su disgregación.

En el diagrama siguiente se ve el comportamiento del floculador.



- Cuando se aplica sulfato de alúmina en el inicio del floculador, el floc comienza a formarse en el punto A, lo que significa que la mezcla se ha logrado rápidamente, pero en el punto B, el floc empieza a romperse y en un corto trecho desaparece.
- Cuando se aplica el sulfato de alúmina en el punto C el floculador funciona aparentemente en forma normal.

Es evidente que el diseño de este floculador debió tener menores pendientes en los 3 tramos así como también una mayor distancia entre baffe y baffe.

Existen 2 sedimentadores de iguales dimensiones, cada uno de los cuales diseñados para soportar un gasto de 50 l.p.s. tomando un período de retención de 3 1/2 horas para las dimensiones que presentan.

para la turbidez que normalmente se presenta en el Río Miguera el tiempo de retención de los sedimentadores es mucho mayor que el necesario.

Estos sedimentadores necesitan un lavado cada 2 meses, aunque en épocas de lluvias esto se hace más frecuentemente.

Los filtros son de diseño convencional; con falso fondo Wheeler; con capas estratificadas de 0.20 m. de arena fina 0.20 m. de arena gruesa y una altura mayor de grava; compuerta de entrada y canal de desagüe de lavado.

En la operación de lavado se observa que la arena del filtro se cuartea después del vaciado del agua. De esto se han dado cuenta los operadores hace 7 meses y se debe a la formación de grietas por la colmatación de la arena por lo cual esta debe ser cambiada.

El lavado de filtros se hace cada 48 horas y en cada caso esto demora 8 minutos y gasta 120 m<sup>3</sup> por vez.

Como el reservorio de agua de lavado tiene 200 m<sup>3</sup> de capacidad y su llenado puede hacerse en 3 horas; en una segunda etapa del proyecto, cuando sea necesario tratar un gasto doble del actual, también podrá ser utilizado el reservorio de lavado existente.

La tubería de la planta al reservorio es de Fo. Fdo. de  $\phi$  16".

2.5.- Reservorio

El reservorio de almacenamiento está ubicado a 55 mts. de la planta, y tiene un volumen de 2000 m<sup>3</sup>. Tiene sus instalaciones hidráulicas necesarias y además tiene los accesorios dispuestos a aceptar conexiones de un reservorio gemelo futuro.

La cota de fondo de este reservorio es 1,946.50 m.n.n.m.

La línea de alimentación del reservorio a la ciudad es de fierro fundido de 16" de diámetro y de 1.4 km. de longitud.

Considerando una presión de 30 m. en el punto de entrega a la red de distribución y con un nivel de 1946 m.s.n.m. en el reservorio (correspondiente al nivel más bajo) la línea tiene una capacidad de 200 l.p.s. y para una presión de 20 m. en el punto de entrega de capacidad se eleva a 275 l.ps.

En el primer caso se tendría presiones mínimas reglamentarias en los puntos altos de la ciudad, siempre pensando que no haya desperdicio en la ciudad. En el segundo caso lógicamente las presiones serían menores.

2.6.- Red de Distribución

La red de distribución está conformada por tuberías de diferentes diámetros, los cuales con sus longitudes se colocan a continuación:

∅	Fo.Fo.	A-C	Total en el diámetro
3"	-	11581	11581
4"	25090	9805	34895
6"	4665	3207	7872
8"	842	1212	2054
10"	432	1870	2302
12"		717	717
14"		611	611
16"		180	180
<b>Total:</b>	<b>31,029</b>	<b>29,183</b>	

Esto significa que hay un total de 60 Km. de redes tendidas, hasta el momento en esta ciudad.

2.7.- Conexiones domiciliarias

Existen conexiones de agua para usuarios, que de acuerdo al uso que se les dá, se clasifican en:

	<u>CONEXIONES CON</u>	<u>CONEXIONES</u>	<u>TOTALES</u>
	<u>MEDIDOR</u>	<u>SIN MEDIDOR</u>	
Doméstica	2659	1213	3872
Comercial	509	140	649
Industrial	10	-	10
	3178	1353	4531

O sea que el total de conexiones es de 4531, considerando sólo las que están en funcionamiento.

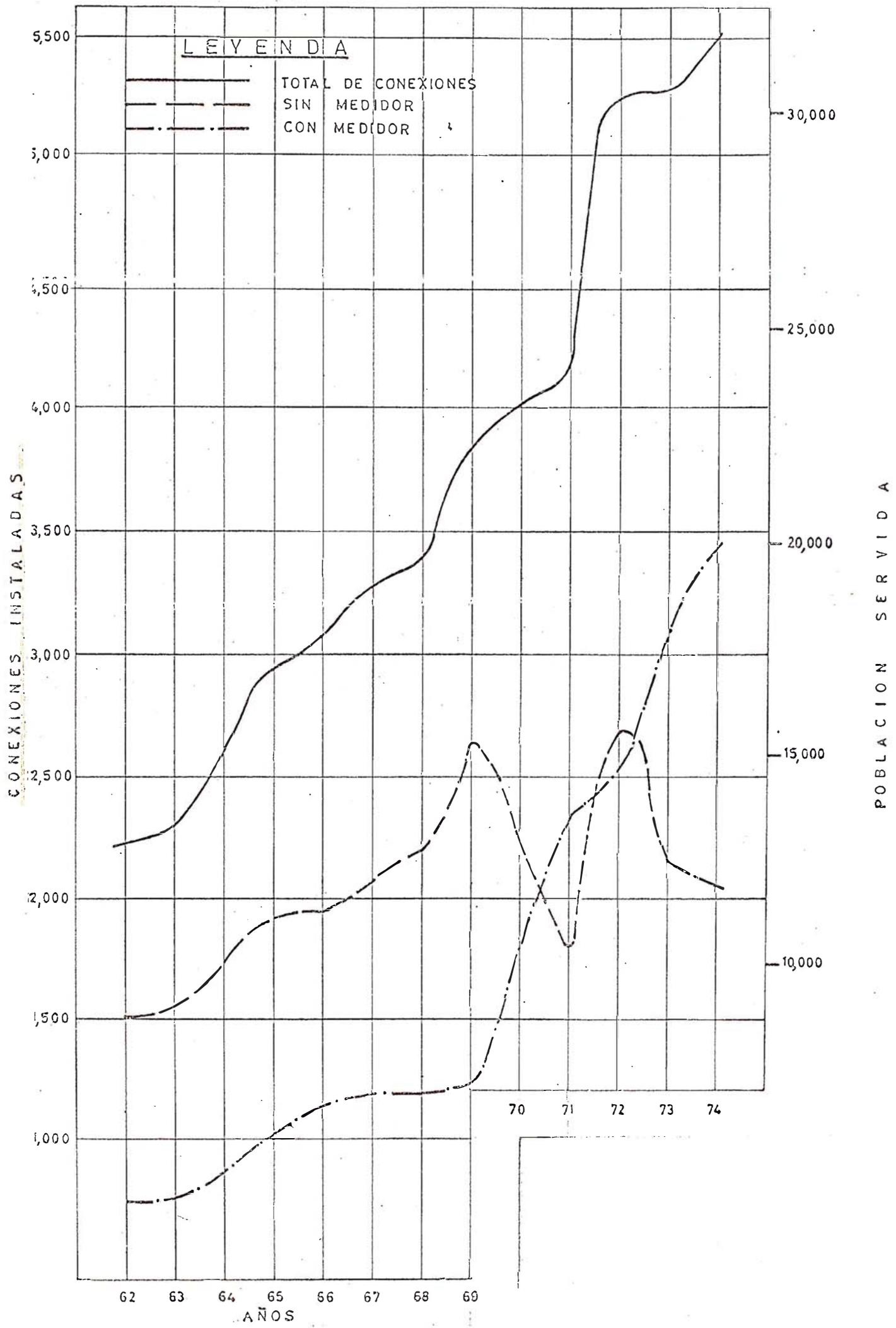
De acuerdo al diámetro las conexiones domiciliarias tienen la siguiente distribución en número.

<u>DIAMETRO</u>	<u>NUMERO</u>
1/2"	5435
3/4"	-
1"	63
1 1/2"	2
2"	5
4"	1
	5506

En este cuadro se han conluido las conexiones con medidor sin medidor, las derivaciones y las clausuradas o sea en general todas las existentes.

Como en el año 1974 existen alrededor de 7,500 casas, esto - significa que hay 2,000 de ellas que no tienen conexión directa del servicio y que tienen que valerse de otros medios para abastecerse de agua.

En la tabla adjunta se muestra el número de conexiones domi



-ciliarias año a año desde 1962. También se muestra un gráfico donde se puede ver el crecimiento del número de conexiones con medidor y sin medidor, conjuntamente con la población a la cual sirven.

CONEXIONES DE AGUA POTABLE

<u>ANOS</u>	<u>CON MEDIDOR</u>	<u>SIN MEDIDOR</u>	<u>TOTAL</u>
1962	725	1509	2234
1963	741	1550	2291
1964	855	1758	2613
1965	1016	1934	2950
1966	1139	1945	3084
1967	1193	2089	3282
1968	1194	2200	3394
1969	1216	2634	3850
1970	1803	2216	4019
1971	2350	1801	4151
1972	2530	2697	5227
1973	3108	2148	5256
1974	3455	2071	5506

La administración del servicio de agua posee un taller de medidores, el cual está ubicado en el lamacén del Sistema Huánuco. Este taller no cuenta con implementos necesarios para el arreglo de los medidores por lo cual esta labor está paralizada. Latente está el problema de la falta de piezas de recambio, las cuales tienen que ser pedidas a Lima.

Hay un banco de pruebas con dimensionamiento no adecuado para la finalidad prevista para este caso.

Para el buen funcionamiento del taller de medidores se debe de considerar principalmente:

- 1) Obtención de las herramientas adecuadas en número y calidad.

- 2) Obtención de las piezas de recambio pedidas por los operadores del taller.
- 3) Acondicionamiento y terminación del local

2.8.- Fechas de Construcción y Ampliaciones

Se puede establecer la siguiente cronología de la construcción de los servicios de agua potable en Huánuco.

1927 - Proyecto de agua potable para la ciudad de Huánuco

1941 - 1942 - Ejecución de las obras de captación por galerías filtrantes, línea de conducción y reservorio de 1000 m<sup>3</sup>. en el borde del perímetro urbano y tendido de 22.7 Km. de redes de Ffo. - Ffo.

1946 - Tendido de redes ampliatorias de Ffo. Ffo. 4" en una longitud de 4.6 Km.

1955 - Proyecto de Mejoramiento del Sistema de Agua Potable de Huánuco, captación superficial del Río Higuera, desarenador, canal de conducción. Planta de Tratamiento, Reservorio de 2000 m<sup>3</sup>., adyacente a la planta de tratamiento.

1960-1961 - Construcción de Toma, canal de conducción y Administración, Floculadores y Sedimentadores de la Planta de Tratamiento.

1961 - Proyecto de ampliación de redes de agua y desagüe de la ciudad.

1965 - Proyecto de agua potable y alcantarillado de Paucarbamba.

1965-1966 - Ampliación de redes de agua del casco urbano de la ciudad. Ejecución de obras.

1966-1967 - Construcción del sistema de agua potable y alcantarillado de la lra. Etapa de Paucarbamba con 10.5 Km. de redes de agua de A-C.

1968 - Construcción de filtros de la Planta de Tratamiento reservorio de lavado y reservorio de almacenamiento.

1972 - Construcción del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la 2da. Etapa de Paucarbamba, consistente - en 7.6 Km. de redes de Agua a A.C.

### 3.- FACTORES BASICOS DE DISEÑO

#### 3.1.- Período de Diseño

El período de diseño del presente estudio abarca 10 años (hasta 1985). En el transcurso del planeamiento de las obras puede optarse por hacer estas de dos fases de construcción para adecuarse al flujo económico.

#### 3.2.- Estudio de población

Para el estudio de población de esta ciudad se ha tomado en consideración las cifras de los censos nacionales de los años 1940, 1961, 1972.

1940	-	11,966
1961	-	24,646
1972	-	41,607

En base a estos datos se ha efectuado la proyección de la población hasta el año 1985, resultado de la cual se muestra en el cuadro siguiente:

METODO	POBLACION EN	
	1980	1985
Aritmético	58,743	61,652
Geométrico	54,884	66,412
Parábola 2° Grado	58,400	70,801
Incrementos Variables	50,250	57,949
OPDU	59,204	

Detalles del estudio de población pueden verse en el Anexo de cálculos.

En la figura siguiente se muestra el gráfico que representa el crecimiento futuro de la población de acuerdo a los diferentes métodos consignados en el cuadro anterior.

Del examen de las cifras dadas y del gráfico de crecimiento de la población se puede observar que la curva que sigue - una secuencia más compatible con el crecimiento computado en los censos realizados es la del método de la Parábola de 2° grado. Además esta curva tiene similitud a la dada por la OPDU aunque esta interrumpe la proyección en el año 1980.

En vista de la consideración anterior se escoge a esta curva como la representativa del probable crecimiento poblacional y por consiguiente tomaremos a 70,000 habitantes como la población para el año 1985.

### 3.3.- Áreas y Densidades

La Dirección General de Desarrollo Urbano ha confeccionado - una propuesta para la ciudad de Huánuco, en lo que se refiere a zonificación. Esta propuesta discrimina las áreas de la ciudad de acuerdo a los usos siguientes:

- Uso Residencial
- Uso Institucional
- Uso Comercial
- Uso Industrial
- Uso Recreacional
- Uso Preurbano
- Otros Usos.

Asimismo dentro de la propuesta se ha sectorizado a la ciudad para su mejor funcionamiento y para la dotación del - equipamiento necesario.

Esta sectorización está plasmada en el siguiente cuadro y en el plano adjunto.

# HUANUCO ESTUDIO DE POBLACION

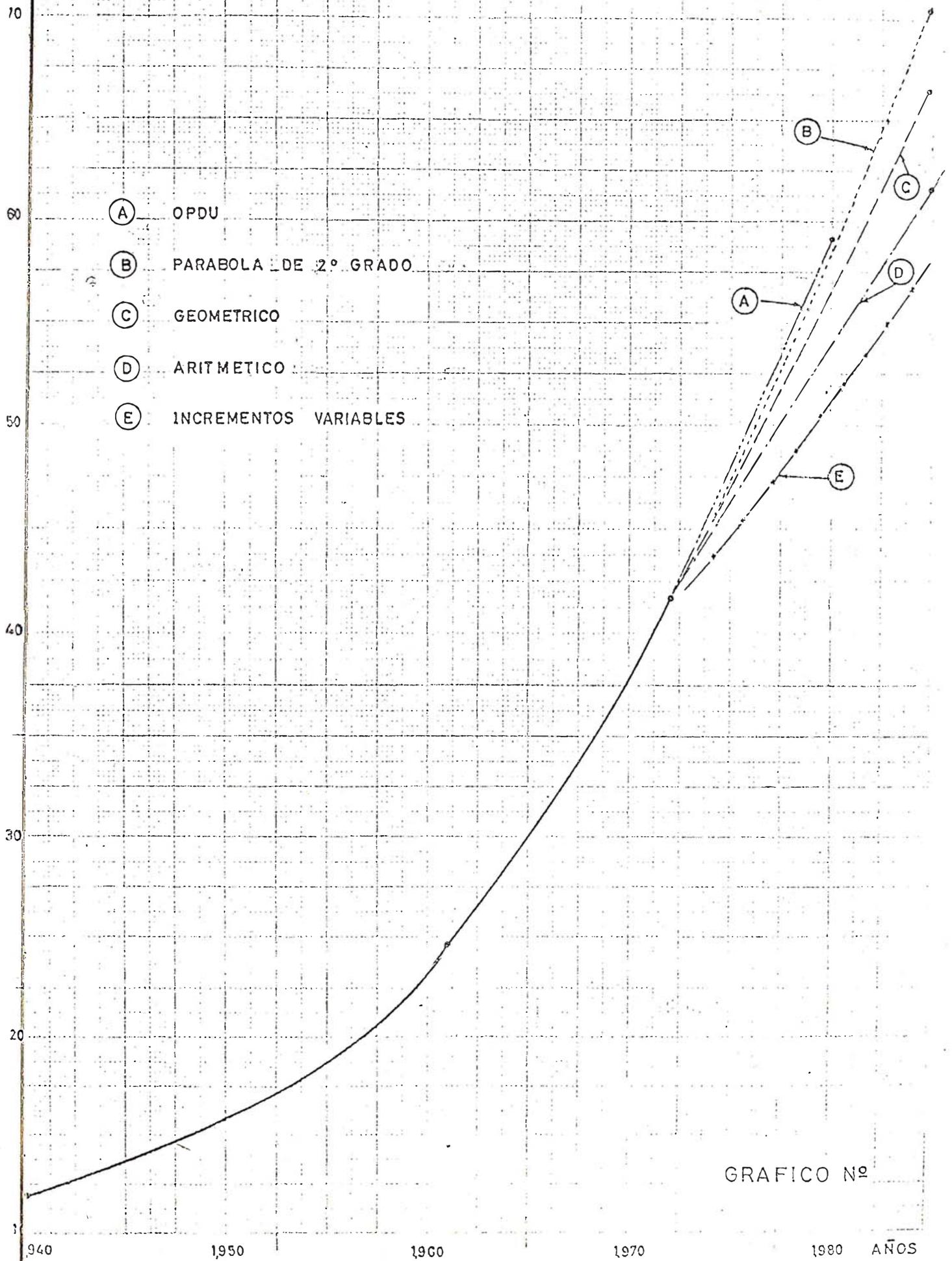


GRAFICO Nº

SECTOR BARRIO	OBRA DE USO	AREA	DENSIDAD	POBLACION	USO PREDOMINANTE
	RESIDENCIAL	TOTAL	Hab/Ha	1980	
A	104	113	110-160	15,670	Residencial
	A-1	42	160	6,720	
	A-2	39	160	6,420	
	A-3	23	110	2,530	
B	80	85	250	20,000	Comercial-Residencial
C	105	110	160	16,800	Residencial
	C-1	40.5	160	6,480	
	C-2	30	160	4,800	
	C-3	34.5	160	5,520	
D	135.5	146	110	14,905	Residencial
	D-1	27	110	2,970	
	D-2	61	110	6,710	
	D-3	47.5	110	5,225	
E		40			Recreación
F		22			Otros usos Industriales
G		44			Industrial-Universita- rio-Otros usos.
TOTAL	425.5	560		67,375+	

+ Esta cifra difiere con la de 59,204, también dada para 1980 por la Dirección General de Desarrollo Urbano porque representa los límites superiores de habitación de cada sector, o sea que la cifra mayor en realidad representa una saturación de las áreas sectorizadas.

### 3.4.- Datos de Diseño

3.4.1.- Dotación.- De acuerdo al capítulo 3 II-II-3 de las Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado de Localidades Urbanas se determina que la dotación que corresponde a una población mayor de 50,000 habitantes con clima cálido es de 250 l.p. h.p.d. Con esta dotación y con la cantidad de habitantes de diseño que es 70,000 tendremos que la ciudad de Huánuco en 1985 necesitará un gasto de 202.5 l.p.s.

O sea, haciendo una aproximación de 200 l.p.s.

3.4.2.- Variaciones de Consumo.- No se ha podido realizar el estudio de variaciones de consumo por ser la operación del reservorio bastante irregular y tener la red presiones muy bajas. Al no haber un gráfico de las variaciones de consumo, hay que usar las cifras contempladas en las normas.

Para el caso de Huánuco emplearemos las cifras siguientes referidas al gasto promedio anual.

Coef. Gasto Máximo anual de la demanda diaria = 1.2

Coef. Gasto Máximo anual de la demanda horaria = 1.8

Con estos coeficientes los gastos serán:

Gasto Promedio	= 200 l.p.s.
Gasto Máximo Diario	= 240 l.p.s.
Gasto Máximo Horario	= 360 l.p.s.

3.4.3.- Almacenamiento.- Por razones expuestas en el artículo anterior no se ha podido elaborar el diagrama masa del consumo de la población y no se puede emplear este método para el cálculo de la capacidad del reservorio.

Para este caso las Normas recomiendan diseñar un almacenamiento de regulación que sea la equivalente al 25% del volumen del día promedio de la demanda anual.

Como el volumen diario es de 17,500 m<sup>3</sup> entonces el almacenamiento requerido para la regulación de las fluctuaciones de consumo será de 4,375. m<sup>3</sup>.

Se ha hecho un estudio para calcular los gastos en habitantes, para incendio, considerando el caso particular de la ciudad de Huánuco. Este estudio figura en el Anexo de cálculos y según sus conclusiones, el gasto de salida de cada boca de incendio es de 7 l.p.s.

Como cada incendio es atacado por dos hidrantes significa que habrá un gasto total de 28 l.p.s. proveniente de 4 bocas y como se supone que la labor de apagado debe durar 2 horas, el volúmen de almacenamiento considerado para fines de incendio será de 200 m<sup>3</sup>.

Volúmen de reserva no se considerará por cuanto la línea de alimentación es relativamente corta (poco mas de 1 Km.) dando cierta seguridad al servicio.

Entonces el volúmen de almacenamiento total será de 4,575 m<sup>3</sup>.

#### 4.- DISEÑO DEL SISTEMA FUTURO

##### 4.1.- Diagnóstico del Sistema Existente

a) Río Higuera como fuente a largo plazo para el abastecimiento de aguas de la ciudad de Huámuco en la mejor alternativa.

Esto queda corroborado después de descartar a:

- Lagunas de Quillacocha que se encuentran a más de 10 Km. de distancia de la margen derecha del Río Huallaga, necesitarían otra planta de tratamiento y atravesaría innumerables campos de cultivo.
- Manantiales en parte alta de la margen izquierda del Río Huallaga, los cuales tienen un gasto que no supera los 20 l.p.s.
- Río Huallaga, que por su pendiente más tendida necesitaría una toma muy lejana para tener altura de reservorios.

- b) Se hace necesaria la construcción de un desarenador más grande en lugar cercano a la toma actual para observar picos de turbidez.

Ya se ha visto en el estudio, artículo 2.1.4., que en alguna épocas el río puede traer hasta 20,000 p.p.m. de turbidez, lo ocasiona que la planta de tratamiento comience a operar con tasas de producción muy baja o que suspenda la producción por lo que se traduce en mas servicio a la población.

- c) En el canal de conducción actual se deben resolver problemas de orden técnico y también legal.

Del resultado de los aforos en puntos diferentes del recorrido del canal se puede concluir que:

- En la actualidad el canal puede servir para el doble propósito de abastecimiento de agua a la población y para el riego de la Hacienda Pucuchincha.
- En el futuro podrá servir para abastecer a la ciudad pero el caudal de riego será insuficiente.

En estas condiciones, para resolver el problema que se presentará en el futuro caben dos soluciones:

- 1) Que se adjudique la totalidad del uso y propiedad del canal - de tal modo que sirva exclusivamente para fines de abastecimiento de aguas. (Asimismo cierto mejoramiento de los últimos 3.8 Km. del canal para aumentar su capacidad a 240 l.p.s. en el comienzo de la década de 1980).
- 2) Que se haga un mejoramiento consistente en sobre elevación de las paredes laterales de todo el canal existente para aumentar su capacidad a fin de que puede servir a los propósitos de abastecimiento de aguas y de riego.

Como este problema tiene implicancias legales se hace necesario el inicio de un expediente de uso del agua pidiendo consulta a la oficina correspondiente del Ministerio de Agricultura y antecedentes del mismo en la Oficina Zonal de Huánuco.

Como la solución de este problema no es urgente y puede ser diferido hasta en 5 años, se debe conocer primero los pormenores que resulten de las investigaciones descritas en el párrafo anterior y todas las implicancias que se pueden encontrar y al momento se desconocen.

d) Se requiere hacer un diagnóstico exhaustivo de la operación de la Planta de Tratamiento de Agua.

En la inspección de la planta se ha constatado que su comportamiento tiene puntos críticos, siendo los más importantes.

- 1) La operación de floculación
- 2) Elementos filtrantes

Los pormenores de estas, han sido descritos en el Artículo 2.4 del presente estudio y sus consideraciones nos hacen suponer justificado un examen de todas las unidades de la planta de tratamiento.

En la siguiente página se muestra un diagrama con tiempos y ruta crítica, hecho por la Administración Zonal, para indicar los procesos del examen, escapa a las posibilidades del Estudio Básico de Agua Potable, y es recomendable que se haga con estrecha coordinación de la Dirección de Operaciones.

e) Casi la mitad del agua tratada en la planta se desperdicia por fugas en la red de distribución.

Se han computado 1888 conexiones con medidor, las cuales en promedio consumen 1.86 m<sup>3</sup> fr sgua por día lo que significa un gasto de 0.0122 l.p.s.

Multiplicando este gasto por 3178 conexiones con medidor en funcionamiento resulta 38.77 l.p.s.

Se conoce que las conexiones sin medidor consumen en promedio un 50% más que las que tienen medidor, según se desprende de un estudio llevado a cabo dentro del Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de Tarma.

Aplicando este porcentaje a la ciudad de Huánuco resulta que cada conexión sin medidor gastará 0.0183 l.p.s. y multiplicando este gasto por 1353, que es el número de estas conexiones resultará 24.53 l.p.s.

Sumando los gastos de las conexiones con y sin medidor nos resultará 63.53 l.p.s.

Estimando que entre piletas, derivaciones de conexiones sin medidor y conexiones clandestinas, se consuman un 10% adicional tendremos entonces que el agua utilizada por usuario es del orden de 70 l.p.s. mientras que la planta produce constantemente un gasto mayor a 120 l.p.s.

Se puede afirmar que las fugas en la red de distribución de agua de la ciudad representan un gasto de 50 l.p.s. ó sea el 42% del agua tratada en la Planta.

El 30% de las redes (todas ellas ubicadas en el casco urbano central) tienen una antigüedad cercana a 35 años siendo su deterioro explicable y esta es la causa por la que hay déficit de agua en esta ciudad.

4.2.- CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA FUTURO

4.2.1.- Toma

Para la etapa futura, cuando haya necesidad de captar 240 l.p.s. para el abastecimiento de aguas de Huámico y un adicional para el riego de la Hacienda Mucuchincha, será necesario tomar precauciones para que el ingreso por la toma sea constante y del orden de 0.5 metros cúbicos por segundo.

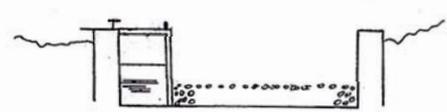
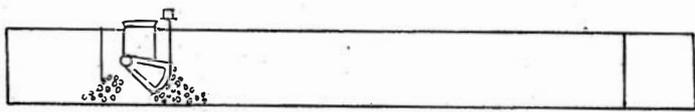
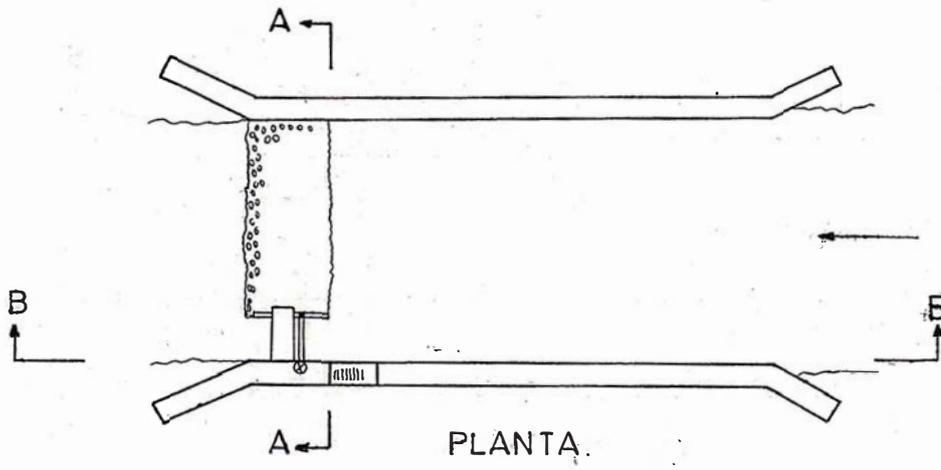
Existen varias formas de mejorar la captación, entre estas tenemos:

a. Compuerta Radial

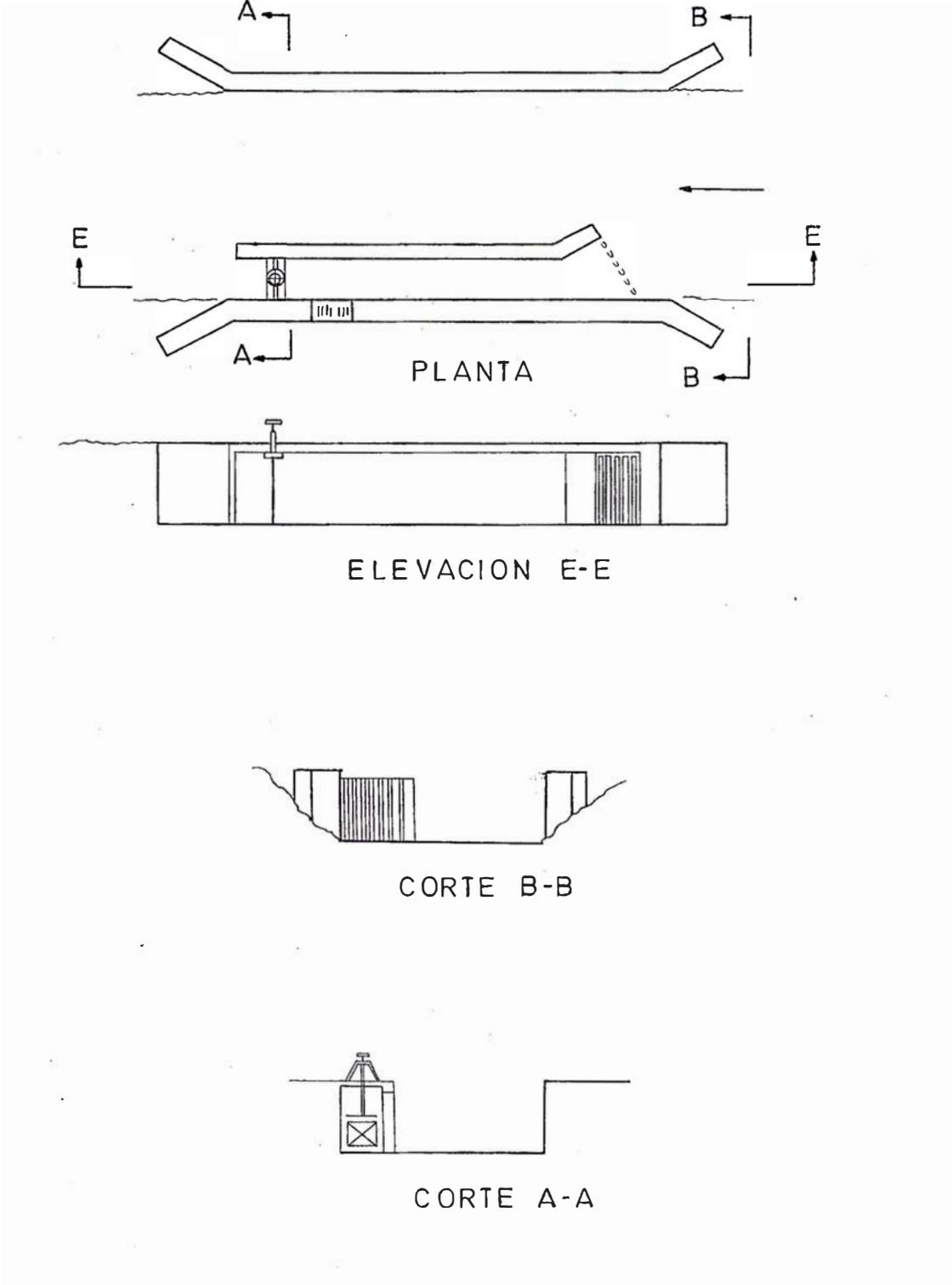
Hay un proyecto del año 1959 que consiste en construir una especie de vertedero de piedras a través de los muros encausadores para ocasionar el levantamiento del tirante. Luego en el costado adyacente a la toma en este vertedero se instala una compuerta radial que con un vaiven controlado determinará un tirante de acuerdo a requerimientos del instante.

b. Canal de Aproximación

Sistema que ha dado buenos resultados en captaciones de ciudades del Callejón de Huaylas. Consiste en construir un muro paralelo al encauce adyacente a la toma con una longitud de unos 10 m. aproximadamente en cuyo comienzo se coloca rieles verticales para impedir el ingreso de piedras grandes y en su parte final, que está aguas abajo de la toma se coloca una compuerta que servirá para limpiar y regular el tirante.



COMPUERTA RADIAL

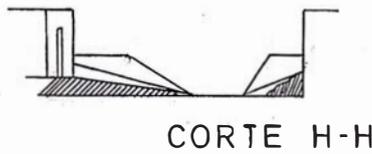
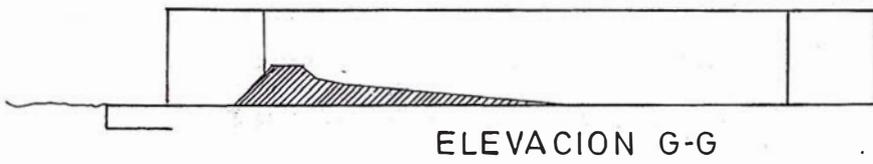
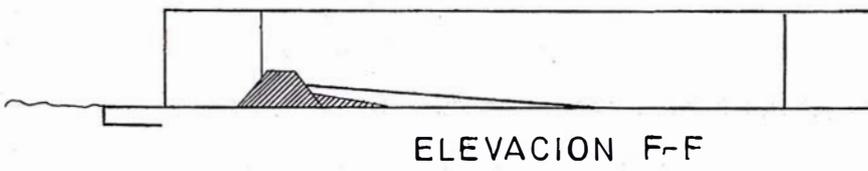
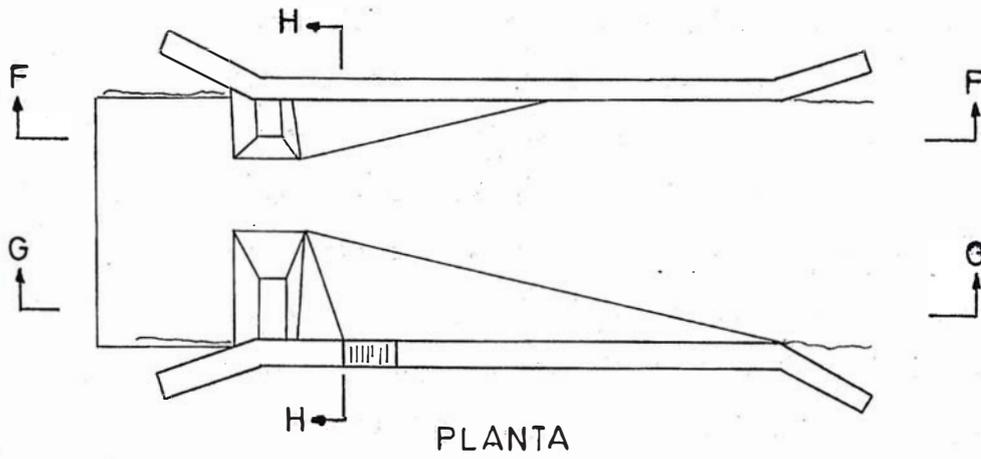


CANAL DE APROXIMACION

c.- Vertedero de Piedras

Es una solución muy simple que consiste en construir un vertedero de piedras a través de los muros encausadores, aguas abajo de la toma y dejar en el centro una abertura cuyo fondo coincide con el lecho natural del río. A su vez habrían plataformas que encausarían el arrastre de piedras hacia la abertura central la cual tendría dimensiones tales que permitirán un tirante adecuado aún en épocas de caudal mínimo.

Este vertedero eventualmente puede recibir un acabado de concreto.



VERTEDERO

Una posible ubicación podría ser en una zona relativamente plena que hay adyacente al canal de conducción y a 200 m. de su llegada a la planta. Con esta ubicación se tendría la ventaja de poder cerrar la compuerta de entrada a tiempo para que la turbidez que se presenta no llegue al sedimentador.

4.2.2.- Canal de Conduccion

Para elevar la capacidad del canal de conducción hasta llegar a los requerimientos del final del período de diseño habría que sobrellevar al borde libre de éste, principalmente en el tramo de aguas abajo del aprtidor Pucuhincha y en la parte cercana al final de este canal.

En el cuadro siguiente se observa las características y capacidad de cada una de las secciones tipo:

	Borde Libre	B	H	Q	Necesita sobre elevación	del Km.	al Km.
A	0.20	1.25	0.45	1720		0.460	0.543
	0.30	0.85	0.55	434	.10	0.570	0.580
C	0.30	0.85	0.55	434	.10	0.580	0.840
D	0.30	0.85	0.55	434	.10	0.840	1.200
E	0.30	0.85	0.55	434	.10	1.200	1.700
F	0.30	0.30	0.54	150	.20	2.000	2.300
G	0.30	0.30	0.54	150	.20	2.300	2.500
S	0.30	0.30	0.54	156	.20	2.500	3.000
F	0.30	0.30	0.54	280	-	3,900	4.700
F	0.30	0.30	0.54	175	.15	4.700	5.200
G	0.30	0.30	0.54	175	.15	5.200	6.000

y en la siguiente página están los gráficos de estas mismas secciones.

1.2.3.- Tratamiento de Agua

Dosificación.- Dadas las condiciones no óptimas en que actualmente se realiza la dosificación por cuanto el mecanismo dosador se atasca al endurecerse el Sulfato de alúmina y también por que los motores eléctricos tienen funcionamiento irregular al ser la corriente eléctrica fluctuante y con interrupciones.

Para mejorar la parte existente de la Planta de Tratamiento se hace necesario como acciones a tomar:

- 1.- Cambiar de lugar a los dosadores para que tengan un acceso más directo a la mezcla y no haya sedimentación en la tubería que transporta la solución.
- 2.- Equipar a la Planta de Tratamiento con un grupo eléctrico de emergencia que entrará en funcionamiento al interrumpirse el suministro de electricidad.
- 3.- Eliminar el plato giratorio del dosador, cambiándose por un tornillo sin fin, el cual no se atascará ya que no hay fricción entre solución y partes metálicas.

En cuanto al sistema a utilizar en la parte futura de la planta de tratamiento cabe pensar en:

- 1) Usar el mismo método de dosificación actual previa adecuación a las recomendaciones anteriores.
- 2) Concentrar mezcla y dosificación en un sistema sencillo de tanque de mezclado con paletas giratorias accionadas por un motor.

**Mezcla.**-- Actualmente se realiza la mezcla y dosificación en tanques de concreto que trabajan en forma alternada, esto se opera así por los continuos atascamientos de los dosadores.

En los tanques de 1500 lts. de capacidad se deposita el agua y luego se taceea 150 Kg. de sulfato de alúmina para luego remover esta mezcla manualmente.

Esta situación tiene que resolverse de acuerdo a la alternativa que se adopte para la dosificación.

En caso de que se decida la alternativa 2 de la dosificación, la operación de mezclado se acoplará a la dosificación y en caso de las otras alternativas, se podrá optar por algún medio hidráulico o mecánico.

En caso de que se use sistema hidráulico se puede escoger un canal Parshell que tendría las dimensiones siguientes:

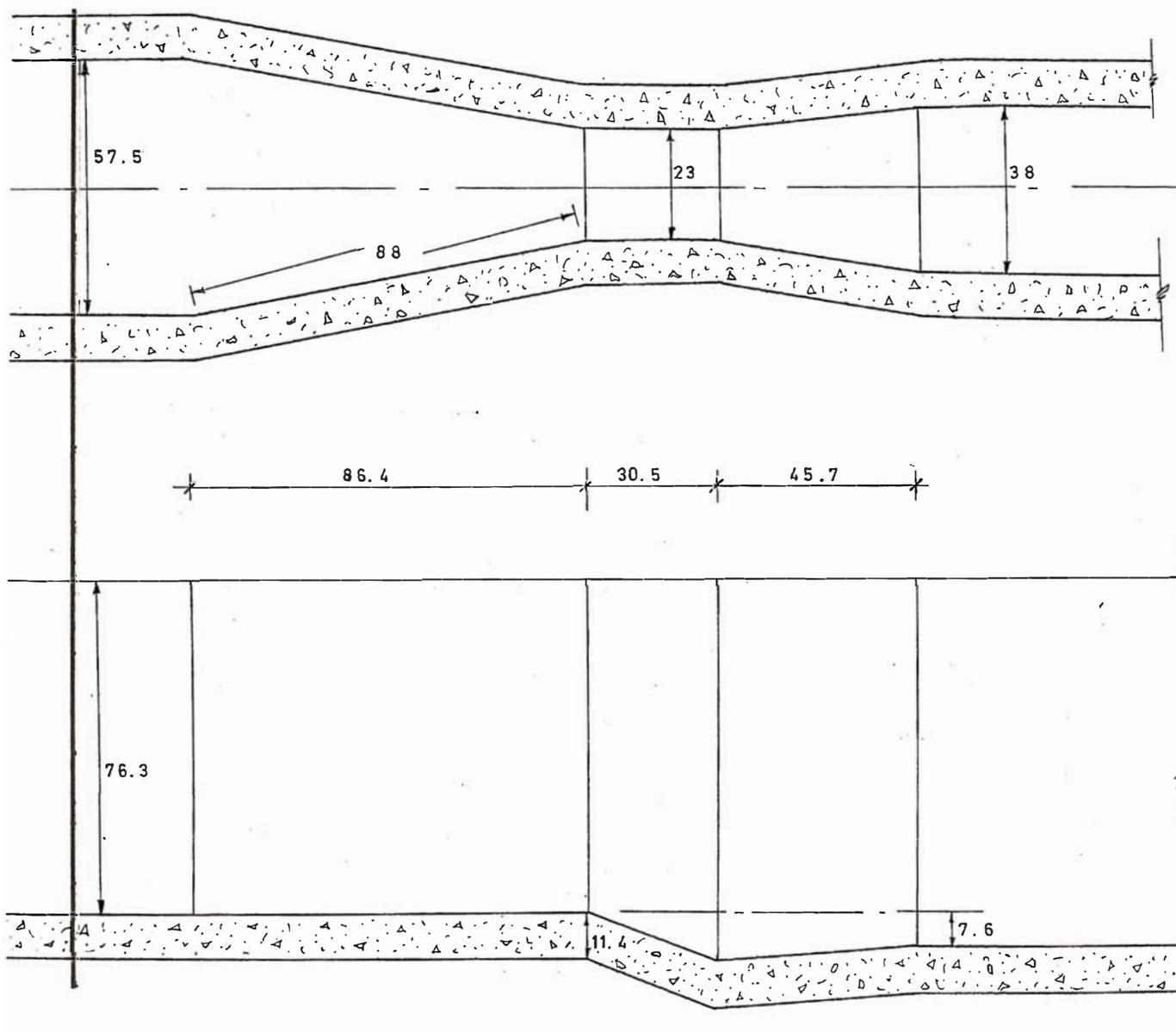
Ancho garganta	=	23 cm.
Ancho aguas arriba	=	57.5
Ancho aguas abajo	=	38
Largo transición aguas abajo	=	45.7
Largo transición aguas arriba	=	86.4
Largo de garganta	=	30.5
Altura	=	76.3
Desnivel	=	7.6

En la siguiente página se muestra un diagrama del canal Parshell posible de utilizar.

Asimismo se podría utilizar un resalto hidráulico utilizando para esto un diseño de canal en curva, además de cambio de regimen. Con esta combinación debe de hacer una turbulencia muy grande y siendo la primera vez que sería usado habría la oportunidad de estudiar su comportamiento.

# CANAL PARSHALL

(dimensiones en cm.)



Floculación.- Esta operación es conveniente se haga por medio de un loculador de flujo horizontal.

Este floculador se diseñará para tres zonas que tengan las siguientes velocidades y periodo de retención aproximados.

	<u>Velocidad</u>	<u>Por Retención</u>
1ra. Zona	0.35 mps.	6'
2da. Zona	0.15 mps.	8'
3ra. Zona	0.10 mps.	8'

Con estos datos se hace un primer tanteo

	<u>Período</u> <u>Retención</u>	<u>Vel.</u> <u>mps.</u>	<u>Long.</u> <u>m.</u>	<u>Area</u> <u>Sección</u> <u>Canal m<sup>2</sup></u>	<u>Altura</u> <u>Agua</u> <u>m</u>	<u>Espacio</u> <u>entre</u> <u>pantallas</u> <u>m.</u>
1ra. Zona	6'	0.35	126	0.343	1.00	0.343
2da. Zona	8'	0.15	72	0.80	1.20	0.667
3da. Zona	8'	0.10	48	1.20	1.20	1,000

Vemos que el espaciamento resultante produce acotamientos no prácticos entre. Ahora asumimos espaciamentos similares a los encontrados pero con acotamientos que facilitan la construcción.

Cálculos Definitivos

	<u>A/h</u> <u>Espacio entre</u> <u>pantallas</u> <u>m</u>	<u>h</u> <u>Altura de</u> <u>agua</u>	<u>Sección</u> <u>Canal</u> <u>m<sup>2</sup></u>	<u>Velocidad</u> <u>Q/A</u> <u>m s</u>
1ra. Zona	0.35	100	0.35	0.343
2da. Zona	0.70	1.20	0.84	0.143
3ra. Zona	1.00	1.20	1.20	0.10

El floculador tendría un ancho  $W = 5.50$  mts. y esto significa que la longitud efectiva será:

En la 1ra. Zona  $l = 5.50 \text{ m} - 1.5 \times 0.35 = 4.98 \text{ m.}$

En 2da. Zona  $l = 5.50 - 1.5 \times 0.70 = 4.45 \text{ m.}$

En 3ra. Zona  $l = 5.50 - 1.5 \times 1.00 = 4.00 \text{ m.}$

Con estos datos de velocidad y de longitud efectiva por vuelta hallamos las otras dimensiones necesarias del floculador.

	<u>Espacio entre pantallas</u> <u>b</u>	<u>Número de pantallas</u>	<u>longitud de recorrido</u> <u>m</u>	<u>Período de retención</u>
1ra. Zona	0.35	23	115	5 min. 35 seg.
2da. Zona	0.70	14	62.2	7 min. 16 seg.
3ra. Zona	1.00	10	40	6 min. 40 seg.

Ahora ya podemos encontrar las dimensiones exteriores del floculador.

	<u>Espacio entre pantallas</u> <u>b</u>	<u>Nº de pantallas</u>	<u>Longitud exterior por canales de zona</u>	<u>Longitud Exteriores por paradas por zona</u>	<u>Longitud Exterior total por zona</u>
1ra. Zona	0.35	23	8.07	3.45	11.52
2da. Zona	0.70	14	9.80	2.10	11.90
3ra. Zona	1.00	10	10.00	1.50	<u>11.50</u>
					34.92

Las dimensiones exteriores del floculador serán:

Largo = 34.92 mts.

Ancho = 5.50 mts.

Ahora se puede calcular pérdidas de carga.

a) Pérdidas de carga debidas a las vueltas o cambios de dirección

$$\text{Fórmula} = 1.5 v^2 / 2g.$$

$$\text{1ra. Zona} = 23 \times 1.5 \times (0.343)^2 / 19.6 = 0.6720$$

$$\text{2da. Zona} = 14 \times 1.5 \times (0.143)^2 / 19.6 = 0.0218$$

$$\text{3ra. Zona} = 10 \times 1.5 \times (0.10)^2 / 19.6 = 0.0076$$

$$\text{total} = 70.14 \text{ cm.}$$

b). Pérdida de carga debida a la rugosidad del canal.

$$S = \frac{Qn}{A R^{2/3}}$$

	h	b	A	P	R <sup>2/3</sup>	AR <sup>2/3</sup>	Qn	S	( $\frac{h}{cm}$ )
I Zona	1.00	0.35	0.35	2.35	0.281	0.0981	0.00168	0.000294	3.38
2a "	1.20	0.70	0.84	3.10	0.419	0.352	0.00168	0.0000227	0.141
3a "	1.20	1.00	1.20	3.40	0.499	0.598	0.00168	0.000079	<u>0.0316</u>
Total									3.5526

Luego la pérdida de carga total será de 73.70 cm.

Tenemos que calcular la gradiente de velocidad, para lo cual asumimos ciertos datos:

$$\text{temp.} = 12^\circ\text{C}$$

$$\mu/B = 280$$

$$P = \frac{\gamma h}{t} = \frac{1 \times 74}{24 \times 60} = 0.0514$$

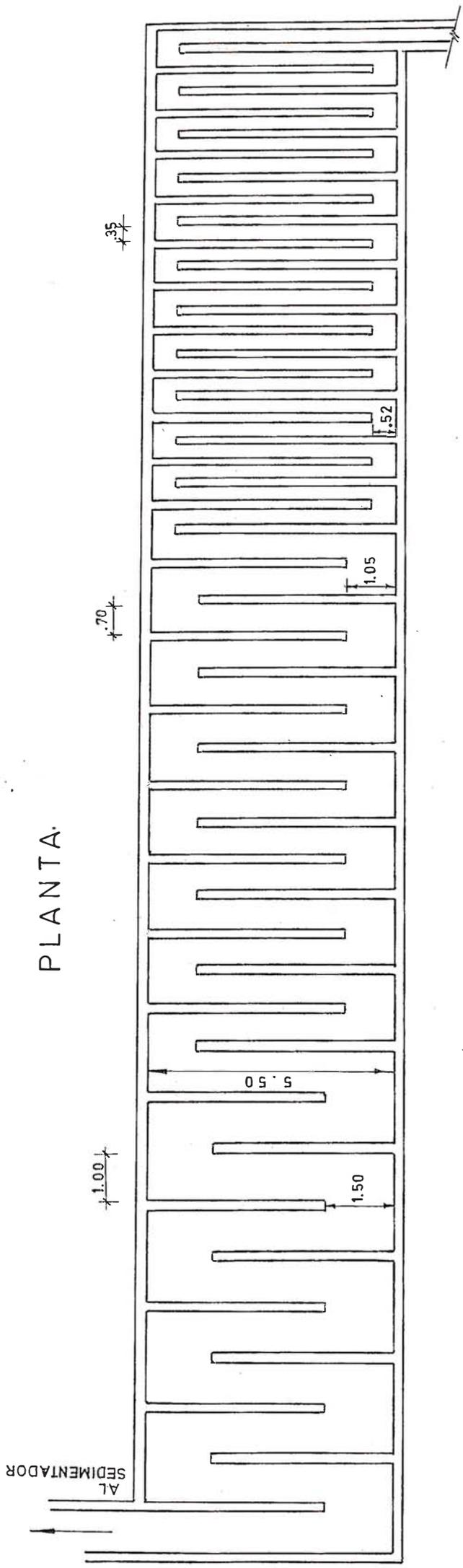
$$\text{La fórmula es : } G = \beta \sqrt{P}$$

$$G = 280 \sqrt{0.0514}$$

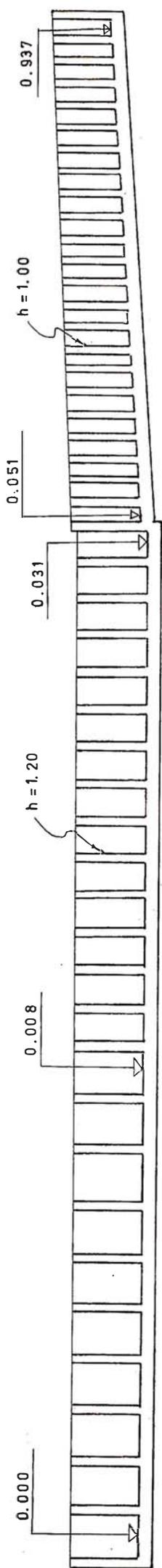
$$G = 63.5 \text{ seg.}$$

Valor que se encuentra dentro del rango óptimo de gradiente.

# PLANTA



# PERFIL



FLOCULADOR DE FLUJO HORIZONTAL. Esc.-1: 25

### Sedimentación

Se construirán 2 sedimentadores gemelos a los actuales y en posición simétrica a éstos. Tendrán un período de retención de 3 horas y 30 minutos.

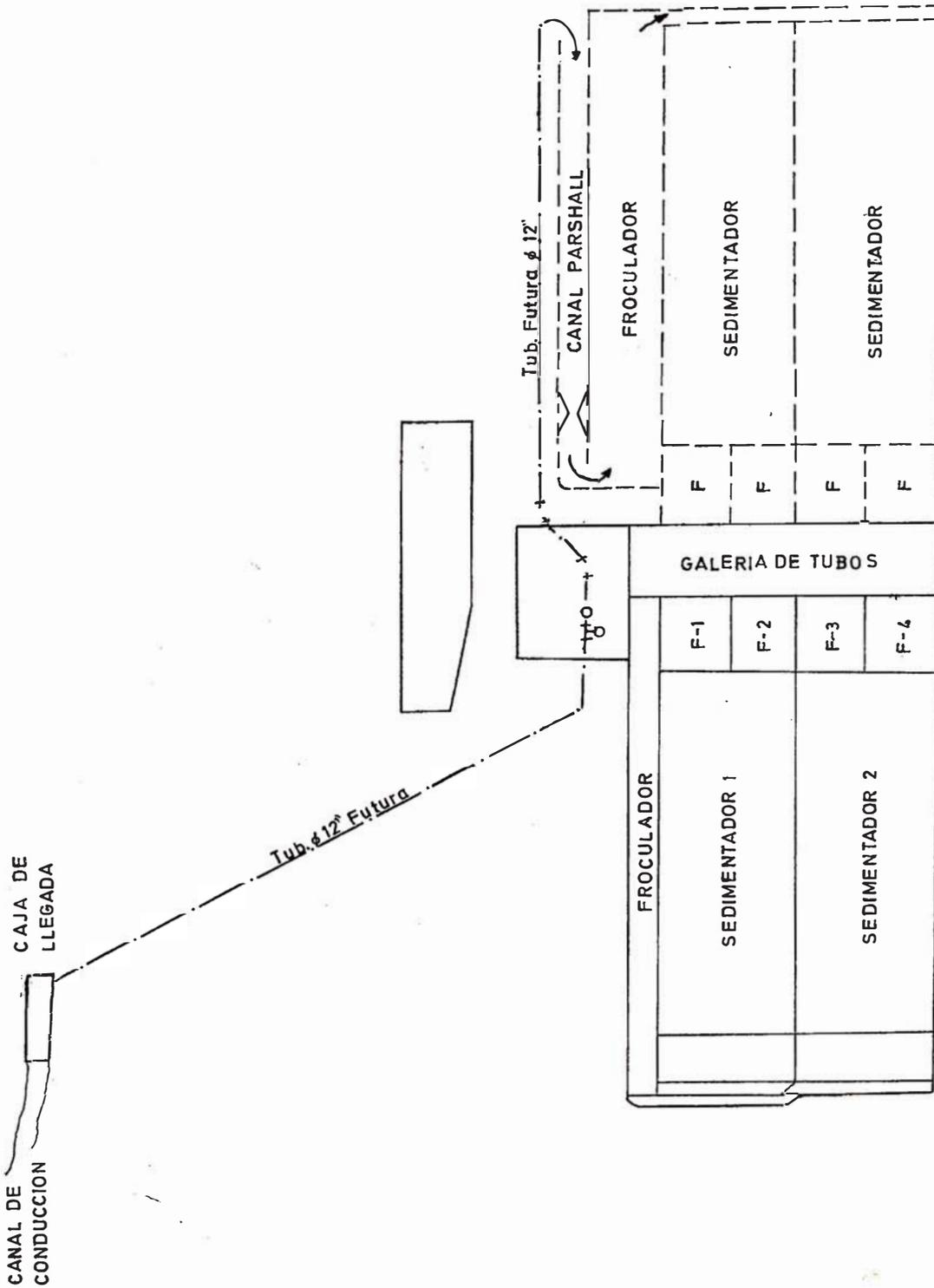
### Filtración

Igualmente, los filtros a construirse tendrán las mismas dimensiones y están ubicados simétricamente con respecto a los filtros existentes. Cuando este nuevo grupo de filtros entre en funcionamiento, la operación de lavado se verá bastante sobrecargado por lo cual se hace necesario la implantación de un sistema de lavado con aire.

Para este cometido se tiene que instalar un compresor dentro de la galería de tubos e instalar una red de tubería que transformarán aire a presión a los fondos de filtro. De esta forma la operación de lavado se llevará en forma óptima.

En el esquema siguiente se presenta la disposición de las unidades de la futura Planta de Tratamiento de la Ciudad de Huánuco.

# PLANTA DE TRATAMIENTO AGUA POTABLE HUANUCO



4.2.4.- Almacenamiento

Haciendo un recuento de los reservorios existentes tenemos lo siguiente:

<u>Reservorio</u>	<u>Capacidad</u>
Reservorio Principal	2000 m <sup>3</sup>
Reservorio Antiguo	<u>1000</u> m <sup>3</sup>
	3000 m <sup>3</sup>

Además está diseñado un reservorio de 1000 m<sup>3</sup> que alimentará a Paucarbamba, con lo cual se totalizará 4000 m<sup>3</sup> de capacidad total de almacenamiento.

Según el estudio de almacenamiento futuro hay una necesidad de 4575 m<sup>3</sup> lo que significa un déficit de 575 m<sup>3</sup> con respecto a la capacidad existente a corto plazo.

En realidad el reservorio antiguo debe considerarse con mucha reserva porque está en una cota muy baja con respecto a la población y sus condiciones sanitarias no son adecuadas. Si nos atenemos a esta consideración el déficit de será de 1575 m<sup>3</sup>.

En el reservorio principal existen las conexiones hidráulicas aparentes para aceptar las de un reservorio gemelo y en el proyecto se va a considerar la construcción de este reservorio, el que con su capacidad de 2000 m<sup>3</sup> cubrirá el déficit de almacenamiento hasta una etapa posterior a la de diseño.

4.2.5.- RED DE DISTRIBUCIÓN

Dadas la proporciones de la fugas en el red, se propondrá el cambio de las tuberías de 35 o más años de la ciudad y además se ha analizado la red de distribución de acuerdo a 2 puntos de vista:

- a. De acuerdo a sus matrices de agua
- b. De acuerdo al abastecimiento a Paucarbamba.

En el aspecto (a) se han analizado las siguientes alternativas:

- a.1. Funcionamiento de la red con las matrices actuales
- a.2. Funcionamiento con algunos tramos nuevos

Al hacer estas alternativas se ha comprobado que funcionando el sistema actual con las matrices antiguas se nota buena presión en casi todos nudos de la red excepto en la parte adyacente al campo ferial de Puelles. Se ha optado entonces, por mejorar algunas matrices que aumentan presión a dichas zonas con lo que se ha obtenido resultados satisfactorios.

En el aspecto (b) se han analizado 3 alternativas:

- b.1. Paucarbamba se alimenta directamente de la red de la ciudad de Huánuco.
- b.2. Paucarbamba se alimenta de un reservorio propio el cual a su vez se alimenta de un ramal de la línea que conduce agua a la ciudad de Huánuco.
- b.3. El reservorio de Paucarbamba es alimentado directamente del reservorio principal de la ciudad.

Al analizar la alternativa b.1. se ha descubierto que en casi todos los puntos de la red de Paucarbamba hay presiones negativas excepto en las zonas más bajas de esta habilitación por lo cual esta alternativa se ha desechado.

En la alternativa b.2 todavía hay presiones muy bajas y en algunos puntos hay presiones negativas por lo que se pasó en seguida analizar la alternativa b.3.

En esta última alternativa se introdujo una variante que consistió en aumentar diámetro de unas matrices las que si produjeron el resultado esperado.

Alternativa a-1

En las páginas siguientes se muestran la hojas de tanteo y cálculos definitivos de Hardy-Gross para las redes de distribución de Huánuco.

En esta alternativa se examina la posibilidad de abastecer a Paucarbamba directamente de la red de Huánuco.

Las matrices de Huánuco no se cambian.

Como resultado de los cálculos se observa que hay presiones bajas en los nudos M1, M2, K y D2 y presiones negativas en los puntos D y D1.

Esta alternativa se desecha.

Alternativa b-2

En las Páginas siguientes se muestra los cálculos de tanteo y los definitivos del Hardy - Cross de la Red de Distribución de Huánuco y separadamente la de Pucarbamba.

En esta alternativa se prueba la posibilidad de alimentar al reservorio de Paucarbamba desde un punto de la línea de alimentación del Reservorio Principal a la red de la ciudad de Huánuco.

Mótese que en Paucarbamba (Nudos: Q1, Q3, Q, P5, P, P2 y P4) y asimismo en la ciudad de Huánuco hay un punto de presión negativa (D1).

Esta alternativa no se considera como solución al sistema de distribución de agua de la ciudad de Huánuco.

Alternativa a-2

(Conjunta con b-3)

Se muestra a continuación tablas de cifras asumidas y las cifras finales de resultado del Hardy - Cross para redes de agua.

En esta alternativa se considera el cambio a 10" de la matriz que recorre la calle Independencia (marcada en el esquema de Hardy-Cross entre los nudos C, C1, C2, D y D1) y también la alimentación del reservorio de Paucarbamba directamente del reservorio principal.

Esta alternativa presenta presiones satisfactorias en los nudos de control pero con excepción de algunos que tienen presiones por debajo de las normas. Considerando que la red se a analizado se estima que los diámetros y demás de esta alternativa son viables de llevar a nivel de obra con modificaciones menores.

En los planos siguientes se observan las alternativas de alimentación directa del reservorio de Pucarbamba.

A = Utilizando tubería nueva de  $\phi$  12"

A<sup>1</sup> = Utilizando tubería de  $\phi$  12" a instalar y tubería existente de 10"

= Utilizando tubería de  $\phi$  14"

Estas alternativas se muestran en planos de planta y de perfil y de su examen se puede deducir como solución aceptable la de emplear la alternativa de tubería de  $\phi$  12" nueva.

5.- ANEXO DE CALCULOS

ESTUDIO DE POBLACION

Censos realizados :

1940	11,966
1961	24,646
1972	41,607

Métodos Aritméticos.— Este método asume que el crecimiento de la población varía linealmente, tiene como fórmula:

$$P_f = P_i + r t$$

$P_i$  = Población Inicial

$r$  = razón de crecimiento

$t$  = número de años.

Encontramos la razón de crecimiento entre los años 1961 y 1972

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

en la cual :

$$P_f = 41607$$

$$P_i = 24646$$

$$t = 11$$

Luego :  $r = 1541.91$

Con esta razón de crecimiento hallamos la población de 1985

$$P_f = 41,607 + 1541.91 \times 13$$

$$P_f = 61,652$$

$$1980 = 58,743 \text{ Hab.}$$

"AÑO DE LA MUJER PERUANA"

- 52 -

Método Geométrico.— Se basa en la suposición de que el aumento de la población tiene una razón elevada a la potencia tiempo.

Su fórmula es  $P_f = P_i (1 + r)^t$        $t = \text{décadas}$

Previamente hemos encontrado por interpolación gráficas las poblaciones de años intermedios en números redondos y la razón promedio.

Año	Población	$P_f/P_i$	t (décadas)	$P_f/P_i^{1/t}$	r
1940	12,000	1.4166	1	1.4166	0.4166
1950	17,000	1.4117	1	1.4117	0.4117
1960	24,000	1.5625	1	1.5625	0.5625
1970	37,500				
					1.3903

$$r = 0.4636$$

$$P_f = 37500 (1 + 0.4636)^{1.5}$$

$$= 37500 \quad 3.1351$$

$$= 37500 (1.771)$$

$$P_t = 66,412$$

Parábola de 2° Grado.— Cuando se supone que el aumento de población es función de la ecuación  $y = A X^2 + B X + C$  en la que y es la población y X el tiempo transcurrido desde un año tomado como origen.

Primero se colocan los datos en la forma siguiente:

AÑO	X	Y
1940	0	11,966
1961	21	24,646
1972	32	41,607

Con estos datos se resuelve el sistema de ecuaciones:

$$y = A x^2 + B x + C$$

$$11,966 = A (0) + B (0) + C \qquad C = 11,966$$



"AÑO DE LA MUJER PERUANA"

- 54 -

AÑO	POBLACION		A <sub>1</sub> P	A <sub>2</sub> P
1940	12,000	+	5,000	
1950	17,000	+	7,000	+ 2,000
1960	24,000	+	13,500	+ 6,500
			<u>8,500</u>	<u>+ 4,250</u>

$$A_1P = + 8500$$

$$A_2P = + 4250$$

Para 1985

$$P_f = 37500 + 1.5 \times 8500 + 1.5(1.5 + 1) \times (4250)$$

$$P_t = 37500 + 12750 + 7968.75$$

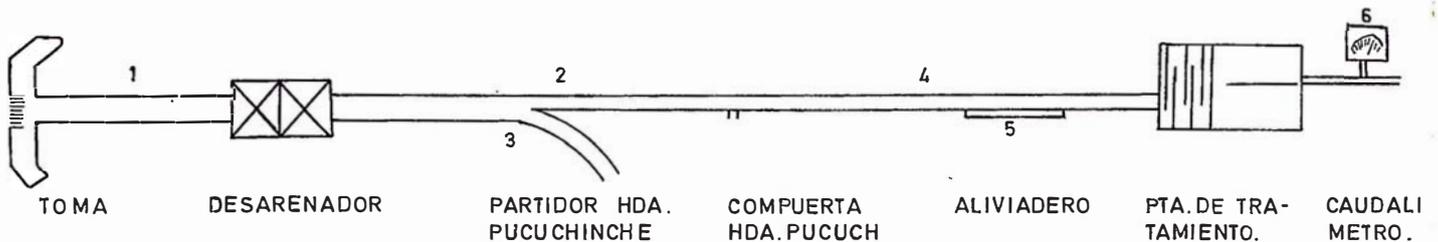
$$P_f = 57,949$$

1980 = 50,250 hab.

Cuadro de resumen de población según los diferentes métodos empleados

M E T O D O	POBLACION EN	
	1980	1985
Aritmético	58,743	61,652 hab.
Geométrico	54,884	66,412 "
Parábola de 2º Grado	58,400	70,801 "
Incrementos Variablez	50,250	57,949 "
OPDU	59,204	

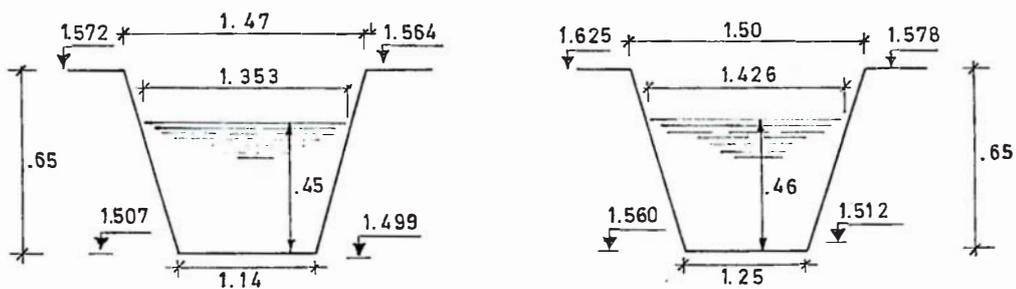
El canal de conducción puede representarse por el siguiente esquema:



Se han hecho los aforos en las partes marcadas de 1 al 6

1.- Aforo del Tramo de Canal entre Toma y Desarenador

Se tomaron 2 secciones separadas entre si por 47.60 m.



SECCION 1

SECCION 2

Diferencia de cotas entre secciones 1 y 2 = 0.033 m.

Longitud entre sección 1 y 2 = 47.60 m.

Pendiente (S) = 0.000693  
 (S<sup>1/2</sup>) = 0.0263

Area mojada sección 1 = 0.562 m<sup>2</sup>      Area mojada sección 2=0.615 m<sup>2</sup>

Perímetro mojado sec.1 = 2.04      Perímetro mojado sec.2=2.17

Area promedio = 0.588 m<sup>2</sup>

Perímetro promedio = 2.10

$$R = \text{Radio medio hidráulico} = 0.2795$$

$$R = 2/3 = 0.4275$$

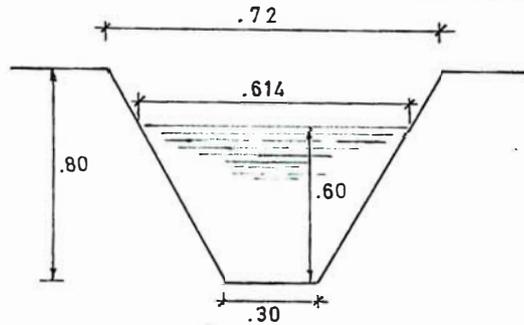
$$n = (0.016 \times 0.90 + 0.020 \times 1.20) \div 2.10 = 0.018$$

$$= \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{0.4275 \times 0.0263}{0.018}$$

$$v = 0.625 \text{ m/s}$$

$$q = 367 \text{ l.p.s.}$$

2.- Aforo en Partidor de Pucuchinche - Ramal a la Planta de Tratamiento



SECCION A-A

$$A = 0.274 \text{ m}^2$$

$$P = 1.54$$

$$R = 0.178$$

$$R^{2/3} = 0.319$$

$$S = 0.0011 \text{ (dato del proyecto)}$$

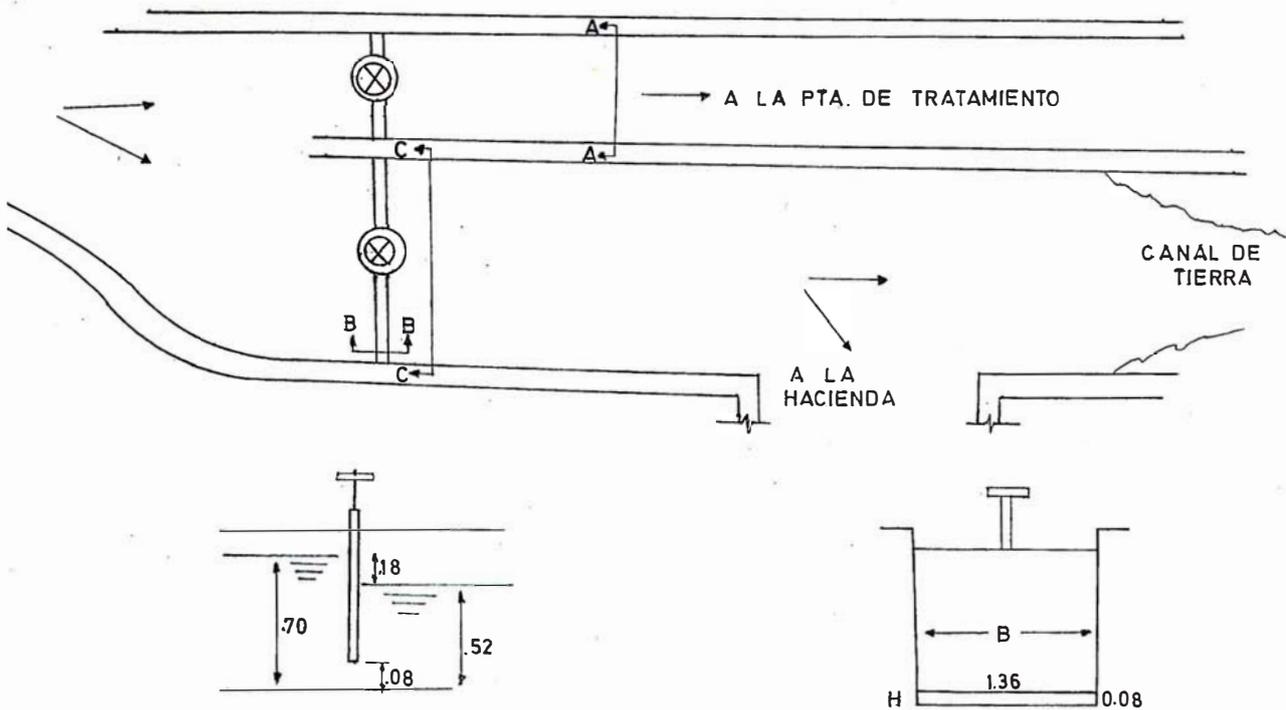
$$S^{1/2} = 0.0332$$

$$V = 0.705 \text{ m/s}$$

$$Q = 193 \text{ l.p.s.}$$

3.- Aforo en Partidor Pucuchincha - Ramal a la hacienda

En este punto existe una compuerta que funciona como compuerta ahogada.



VISTA B - B

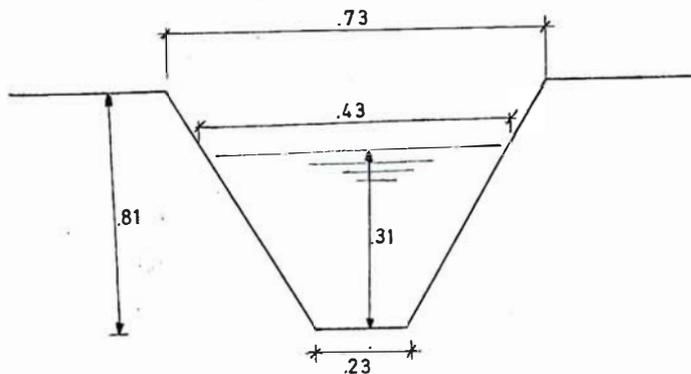
la fórmula es  $Q = C'd \sqrt{2g h}$

donde  $C'd = Cd (1 + 0.15 K)$  siendo  $Cd$  para esta caso = 0.66

y donde  $K = \frac{B + 2H}{2(B + H)}$

Entonces  $Q = 149 \text{ l.p.s.}$

4.- Aforo en canal de llegada a la planta



$$A = 0.1025 \text{ m}^2$$

$$P = 0.88$$

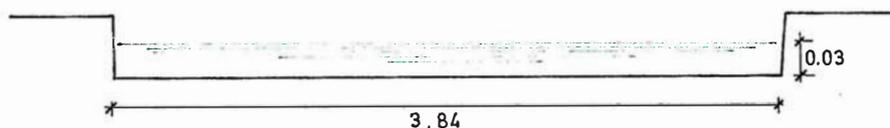
$$R = 0.1164$$

$$R^{2/3} = 0.238$$

$$S = 0.0121 \text{ (pendiente tomada en los últimos 10 mts. del canal, no coincide con el proyecto)}$$

$$Q = 181 \text{ l.p.s.}$$

5.- Aforo en el vertedero de rebose antes de la entrada a la planta.



$$Q = 1.71 \quad L H^{3/2}$$

$$C = 3.84 \text{ m.}$$

$$H = 0.03 \text{ m.}$$

$$Q = 34 \text{ l.p.s.}$$

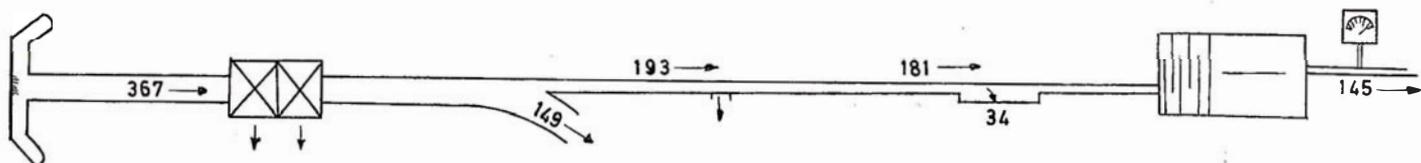
6.- Lectura de caudalímetro a la salida de los filtros, en la planta de Tratamiento arrojaban un gasto de 145 l.p.s.

De esta manera se puede hacer el esquema de los gastos encontrados de los diferentes puntos del reservorio del canal de conducción.

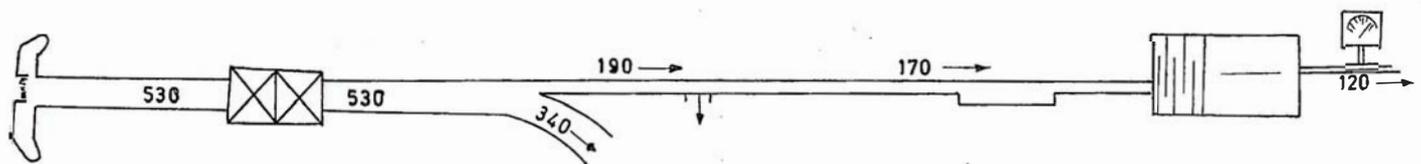
En general se observan algunas discrepancias, por ejemplo la suma de los gastos en el partidor Pucuchincha no coincide con el gasto al inicio del canal, pudiéndose deber esto a cierto escape por el desarenador. Otra discrepancia es que la existe entre los gastos del ramal que sale a la planta y el último tramo de canal antes de llegar a la misma. Entre estos dos puntos existe una pequeña compuerta de 30 m. de ancho que no llegó a aforar y es la que puede haber causado la inexactitud.

que se deduce.

Tenemos entonces el croquis de los gastos encontrados en un día cualquiera.



Mientras que las capacidades máximas mostradas en el plano del proyecto son las siguientes:



GASTO POR HIDRANTE PARA INCENDIO

Vamos a encontrar una cifra apropiada del gasto que proporciona en hidrante cuando se le usa en un incendio.

- Primero examinaremos las presiones que se encontrarán en esta ciudad es 1946 y la ciudad varía entre las cotas 1888 y 1921, estando aproximadamente el 80% de esta entre las cotas 1900 y 1910. Como promedio establecemos 40 m. de presión, lo que es igual a 56 lbs/pulg<sup>2</sup>.
- El reglamento de proyectos de agua vigente determina que la distancia entre hidrantes no debe sobrepasar los 200 m. significando esto que, en promedio, un incendio tendrá un alejamiento de 100 m. de cada hidrante y que las mangueras en promedio funcionarán también con esa longitud, que convertida a unidades inglesas arroja 300 pies.
- Las boquillas que se usan con bastante frecuencia son las de  $\phi$  3/4" y las mangueras casi siempre tienen 2 1/2" de diámetro.
- En resumen tendremos las condiciones siguientes aplicables al caso particular de la ciudad e Huámuco.

Presión de salida del Hidrante	= 56 lbs /pulg <sup>2</sup>
Longitud de manguera	= 300 pies
Boquilla	= $\phi$ 3/4"
Diámetro de manguera	= 2 1/2"

Con estos datos vamos a la tabla de la página siguiente y encontramos que el gasto de salida de cada manguera será de poco más de 7 l.p.s. con una presión de 47 lbs/pulg<sup>2</sup> o lo que es lo mismo 32 m.

# EFFECTIVE FIRE STREAMS

(John R. Freeman, M. E.)

The pressures given are indicated pressures, not effective pressures. Effective pressures would be slightly greater.

The horizontal and vertical distances given are for good, efficient fire streams. The distances to which isolated drops would be thrown are very much greater.

The pressures stated are based on the hose being coupled directly to the pump or the hydrant and while the stream is flowing, 250 gallons per minute is a good standard fire stream with 80 pounds pressure at the hydrant or pump.

3/4-Inch Smooth Nozzle									7/8-Inch Smooth Nozzle								
Pressure at Nozzle	Gallons Discharge per Minute	Vertical Distance of Stream	Horizontal Distance of Stream	Pressure in pounds required at hydrant or pump to maintain pressure at nozzle through various lengths of 2 1/2" smooth rubber-lined hose.					Gallons Discharge per Minute	Vertical Distance of Stream	Horizontal Distance of Stream	Pressure in pounds required at hydrant or pump to maintain pressure at nozzle through various lengths of 2 1/2" smooth rubber-lined hose.					
				100 feet	200 feet	300 feet	400 feet	500 feet				100 feet	200 feet	300 feet	400 feet	500 feet	
35	97	55	41	38	40	42	44	46	133	56	46	40	44	48	52	56	
40	104	60	44	43	46	48	50	53	142	62	49	46	50	55	59	64	
45	110	64	47	48	51	54	57	59	150	67	52	51	57	62	67	72	
50	116	67	50	54	57	60	63	66	159	71	55	57	63	69	74	80	
55	122	70	52	59	63	66	69	73	166	74	58	63	69	75	82	88	
60	127	72	54	65	68	72	76	79	174	77	61	69	75	82	89	96	
65	132	74	56	70	74	78	82	86	181	79	64	74	82	89	96	104	
70	137	76	58	75	80	84	88	92	188	81	66	80	88	96	104	112	
75	142	78	60	81	85	90	94	99	194	83	68	86	94	103	111	120	
80	147	79	62	86	91	96	101	106	201	85	70	91	101	110	119	128	
85	151	80	64	92	97	102	107	112	207	87	72	97	107	116	126	136	
90	156	81	65	97	102	108	113	119	213	88	74	103	113	123	134	144	
95	160	82	66	102	108	114	120	125	219	89	75	109	119	130	141	152	
100	164	83	68	108	114	120	126	132	224	90	76	114	126	137	146	160	
1-Inch Smooth Nozzle									1 1/8-Inch Smooth Nozzle								
35	174	58	51	44	51	57	64	71	222	59	54	49	60	71	82	94	
40	186	64	55	50	58	66	73	81	238	65	59	56	69	81	94	107	
45	198	69	58	56	65	74	83	91	252	70	63	63	77	92	106	120	
50	208	73	63	62	72	82	92	102	266	75	66	70	86	102	118	134	
55	218	76	64	69	79	90	101	112	279	80	69	77	95	112	130	147	
60	228	79	67	75	87	96	110	122	291	83	72	84	103	122	141	160	
65	237	82	70	81	94	107	119	132	303	86	75	91	112	132	153	174	
70	246	85	72	87	101	115	128	142	314	88	78	98	120	143	165	187	
75	255	87	74	94	110	123	138	152	325	90	79	105	129	153	177	201	
80	263	89	76	100	115	131	147	162	336	92	81	112	138	163	188	214	
85	274	91	78	106	123	139	156	173	346	94	83	119	146	173	200	227	
90	279	92	80	112	130	147	165	183	356	96	85	124	155	183	212	241	
95	287	94	82	118	137	156	174	193	366	98	87	133	163	194	224	254	
100	295	96	83	125	144	164	183	203	376	99	89	140	172	204	236		
1 1/4-Inch Smooth Nozzle									1 3/8-Inch Smooth Nozzle								
35	277	60	59	57	74	91	109	126	340	62	62	67	94	120	146	172	
40	296	67	63	65	84	104	124	144	363	69	66	77	107	137	166	196	
45	314	72	67	73	95	117	140	162	385	74	70	82	120	154	187	221	
50	331	77	70	81	106	130	155	180	406	79	73	96	134	171	208	245	
55	347	81	73	89	116	143	170	198	426	83	76	106	147	188	229	270	
60	363	85	76	97	127	156	186	216	445	87	79	116	160	205	250		
65	377	88	79	105	137	169	201	234	463	90	82	125	174	222			
70	392	91	81	113	148	182	217	252	480	92	84	135	187	239			
75	405	93	83	121	158	195	232		497	95	86	145	201	256			
80	419	95	85	129	169	208	248		514	97	88	154	214				
93	437	97	88	137	179	221			529	99	90	164	227				
90	444	99	90	145	190	234			545	100	92	173	240				
95	456	100	92	154	210	247			560	101	94	183	254				
100	468	101	93	162	211	261			574	103	96	193					