

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE GRADO

**Abastecimiento de Agua Potable
de Paiján, Trujillo**

MARGARITA PRETEL RADA

LIMA - PERU

1970

PROYECTO DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE PAIJAN - TRUJILLO

ALUMNO : Srta. Margarita Pretel Rada

FECHA : Agosto de 1966

P R O G R A M A

PRIMERA PARTE :

- I - Consideraciones relativas a la importancia del abastecimiento del Agua Potable y de la eliminación de aguas usadas, en la salud pública.
- II - Trascendencia de estos servicios en la elevación del nivel de vida de la población.
- III - Estado actual de los servicios públicos de agua potable y desagüe en el país - Localidades sin servicios públicos y con servicios incompletos de agua potable y de eliminación de desagües.

BASES DEL PROYECTO :

- IV - Estudio de la población.
Características - Población actual - Area Urbana - Distribución de población.
- V - Estado Sanitario.
Suministro de Agua Potable y eliminación de desagües domésticos

Bio-Estadísticas - Enfermedades de origen hídrico.

VI - Aspectos Socio-Económicos.

Producción - Comercio - Ocupación - Propiedad - Capacidad Económi
ca.

VII - Población Futura.

Desarrollo pasado - Exámen Estadístico - Matemático - Area de Ex
tensión - Zona de influencia económica - Recursos - Potencial de
desarrollo - Probable desarrollo futuro.

SEGUNDA PARTE :

SISTEMA DE AGUA POTABLE :

VIII - Condiciones básicas de diseño - Período de diseño - Población de
servicio - Area - Distribución de población - Dotación media anual
Caudales - Volúmen de regulación - Presiones.

IX - Recursos acuíferos - Aspectos Geológicos e hidrológicos.

X - Fuente de abastecimiento - Soluciones consideradas - Fuente selec
cionada - Características del agua.

XI - Captación - Capacidad - Diseño Hidráulico - Instalaciones - Equi-
pos - Potabilidad del agua cruda - Procesos recomendados - Estruc
turas consideradas - Capacidad - Diseño hidráulico - Instalacio
nes - Equipos.

XII - Conducción - Tipo - Capacidad - Diseño hidráulico - Característi-
cas - Sistema de distribución.

- XIV - Red de distribución - Sistema - Desarrollo del cómputo hidráulico - Válvulas - Hidrantes para incendio - Esquema de la red.
- XV - Especificaciones de equipos y de materiales de construcción.

Lima, Agosto de 1966

Es conforme

Fdo. Harry D. Dawson V.

Apruebase el presente Programa que deberá desarrollar la señora ta ex-alumna de esta Facultad, Margarita Pretel Rada, para su Tesis de Grado sobre : " ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE PAIJAN, TRUJILLO".

Póngase en conocimiento de la interesada.

Lima, Setiembre 26 de 1966

(Fdo.) Jorge Madueño Montoya
Decano

PROYECTO DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE PAIJAN - TRUJILLO

PRIMERA PARTE

CAPITULO I

CONSIDERACIONES RELATIVAS A LA IMPORTANCIA DEL ABASTECIMIENTO DE -
AGUA POTABLE Y DE LA ELIMINACION DE AGUAS USADAS EN LA SALUD PUBLICA :

I. 1.- Salud Pública.-

Según la Constitución de la O.M.S. " La salud es un estado de completo bienestar físico, mental y social, y no sólo la ausencia de afecciones ó enfermedades".

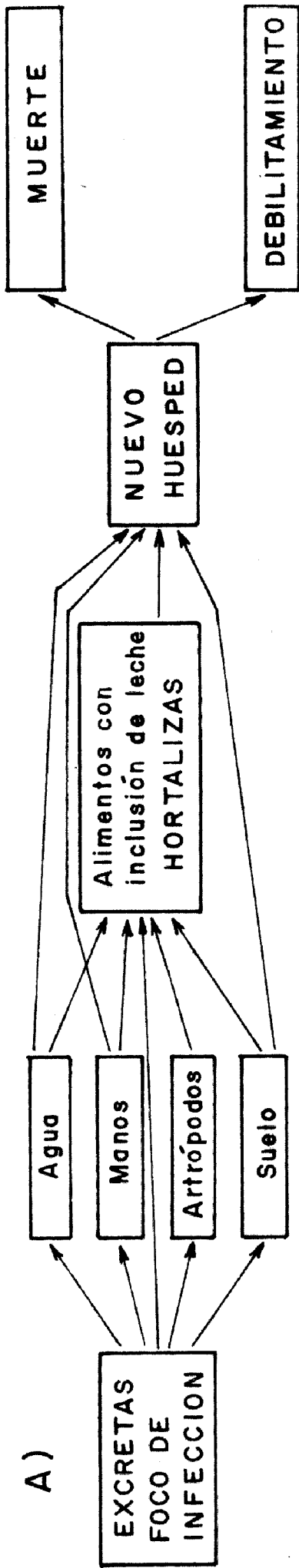
"Es uno de los derechos fundamentales de todo ser humano, sin distinción de raza, religión, ideología política ó condición económica ó social".

Finalmente establece :

"La salud de todos los pueblos constituye un deber, es una condición fundamental para lograr la Paz y la Seguridad, y depende de la más amplia cooperación entre las personas y los Estados".

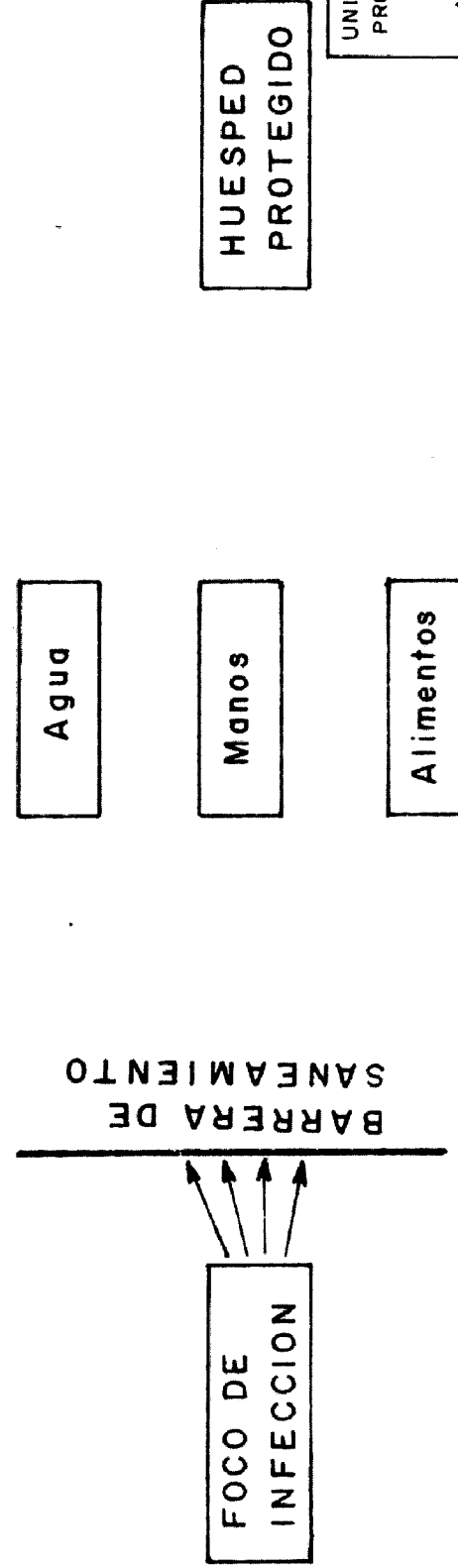
PROCESO DE TRANSMISION DE LA ENFERMEDAD

A PARTIR DE LAS EXCRETAS



WHO 6003

B) INTERRUPCION DEL PROCESO DE LA TRANSMISION DE LAS
ENFERMEDADES POR MEDIO DEL SANEAMIENTO



EVACUACION DE EXCRETAS
EN ZONAS RURALES
WAGNER - LANOIX

WHO 6004

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
PROYECTO DE GRADO
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PAIJAN - TRUJILLO
MARGARITA PRETEL RADA
LAMINA No 1

Es por eso que la historia de los suministros de agua y al cantarillado, están estrechamente vinculados con la erradicación u ocurrencia de dichas enfermedades, así como también influyó al adelanto de la bacteriología y en general de la ciencia sanitaria.

I - 1.1.a) - Breve Reseña Histórica de los Suministros de Agua y Alcantarillado.-

La historia de los trabajos de suministro de agua es tan antigua como la historia del hombre.

Así los restos del Lago Maeris en Egipto, indican que su construcción data del año 2,000 antes de Cristo, era uno de los más grandes reservorios del valle del Nilo, que sustentaba a 20,000,000 habitantes.

Cuatro mil años atrás los gobernadores Asyrios, convirtieron las planicies estériles en fértiles valles, con las aguas del Río Tigris. En la India se han encontrado tanques, reservorios y canales de riego contruídos muchos siglos antes de la era cristiana. En Grecia, los historiadores mencionan acueductos importantes como los de la ciudad de Samos.

El abastecimiento de agua para la ciudad de Roma es una de las maravillas de los tiempos antiguos. El agua era conducida mediante acueductos construidos a lo largo de la línea de gradiente hidráulica, para evitar el uso de conductos a presión, ya que el plomo no era adecuado para presiones altas. Tanto los romanos como los griegos tenían conocimiento del sifón invertido y lo usaron en varias ocasiones. El primer acueducto romano fué construido el año 312 antes de Cristo y tenía 11 millas de longitud. El agua que llevaban los acueductos se almacenaba en cisternas, luego se distribuía con tuberías de plomo a fuentes, baños, edificios públicos y a veces a residencias particulares.

En las civilizaciones de los Incas y Aztecas existían numerosos trabajos de suministro de agua.

En la edad media hubo más destrucción que construcción, en especial de los acueductos, y sin duda las pestes y plagas fueron ocasionadas por el consumo de agua contaminada. Sin embargo los moros construyeron algunos acueductos en España y repusieron otros en 1,172.

En 1,183 se construyó un pequeño acueducto en Paris y en 1235 se llevó agua a la ciudad de Londres, mediante tuberías de plomo y conductos de manpostería.

Con la aparición del hierro fundido y las máquinas a vapor

para sistemas de bombeo, en el siglo XVIII, dieron auge a los trabajos de suministro de agua.

Se instaló la primera máquina de bombeo a vapor, en Philadelphia, EE. UU. en 1800 y los tubos de hierro fundido en 1804. En Londres se instalaron estos tubos en 1807.

I-1.1.b) Suministro de Agua.--

Desde tiempos antiguos las grandes ciudades se preocuparon por su suministro de agua, por ejemplo se dieron cuenta de que con pozos poco profundos, manantiales y arroyos eran inadecuados para llenar las demandas sanitarias de entonces y se vieron obligados a construir acueductos que llevarían el agua de fuentes lejanas. Sólo había agua en las casas de los ricos, los demás la transportaban en vasijas desde caños o fuentes públicas hasta sus casas.

En cuanto a los primeros pasos de purificación del agua fue ron miles de años atrás por los Chinos y Egipcios, que ponían aluminio en los tubos de agua para clarificarla.

Pero mandaban guardar el agua en vasijas de cobre, exponerla a los rayos solares y luego filtrarla através de carbón, lo mismo recomendaban hervirla.

En la época medieval el suministro de agua era prácticamente inexistente.

En los tiempos antiguos el ingenio de obras hidráulicas no disponía de una tubería que pudiera resistir moderadas presiones, por lo que el suministro era por gravedad y raras veces bajo presión.

En el siglo XVII se hizo los primeros experimentos con tubería de hierro fundido, tuvo éxito pero sólo hasta mediados del siglo - XVIII fueron suficientemente baratas para permitir su uso.

En EE. UU. se usaron troncos barnizados hasta 1800. En 1829 se construyó el primer filtro de arena con el sistema inglés.

La eficacia de la filtración fué reconocida por los Ingenieros en el siglo XIX pero los municipios tardaron mucho en convencerse de la necesidad de gastar dinero en salvar vidas y el tratamiento del agua no fué adoptada hasta el año 1900 aproximadamente.

I-1.1.c) Alcantarillado.-

Respecto a los sistemas de alcantarillado se puede mencionar que las ciudades prehistóricas de Greta y en las antiguas ciudades de Osiria, se han encontrado restos de alcantarillado, Roma también las tuvo, en la Edad Media fue prácticamente desconocido y hasta los tiempos modernos no se reanudó la construcción de alcantarillas.

En un principio existían albañales para la lluvia pero no recogían aguas residuales domésticas.

Los cursos de agua que pasaban por las ciudades se usaba li

bremente para la evacuación de residuos. Luego se usaron las cloacas para evacuar desagües combinados de lluvia y domésticos.

La disposición de alcantarillas no dió solución completa a la evacuación de residuos y estos materiales eran descargados a las corrientes de agua, poniendo en peligro a las poblaciones aguas abajo. Es así que muchas ciudades consideraron necesario tratar las aguas residuales antes de evacuarlas. Aún las situadas junto al océano están obligadas a proteger las playas y viveros de mariscos. Algunas ciudades pueden evacuar sus desagües en grandes volúmenes de agua ó en corrientes que atraviesan regiones deshabitadas.

Otro problema es la contaminación de las corrientes por instalaciones industriales, que no permite la vida de peces y a veces es venenosa para el hombre. Se ha llegado a la conclusión que el tratamiento de las aguas residuales se basa en las características de cada localidad.

I-1.2. SANEAMIENTO :

Según el Comité de Expertos de la O.M.S., "Es el control de todos aquellos factores del medio ambiente físico del hombre, que ejercen ó pueden ejercer un efecto desfavorable sobre su bienestar físico, mental ó social".

Las exigencias básicas de las poblaciones, necesarias para lograr aquel estado de bienestar son sensiblemente similares se trate del medio rural ó urbano. Solo en la manera de satisfacer esas exigencias

ofrece variantes en uno u otro medio impuesto por la forma de vida, actividad ocupacional, condiciones económicas y especialmente grado cultura de esas poblaciones.

Desde el punto de vista demográfico se clasifican en nuestro medio como población rural, aquella que totaliza menos de 2,000 habitantes y como urbana, la que supera esta cifra.

Sin embargo en sanidad tal definición no reporta ningún provecho práctico, la O.M.S. a través de su Comité de Expertos en Saneamiento Ambiental, considera como zona rural para los fines de Salud Pública " Aquellas donde la agricultura y ganadería es la única ó la actividad principal, donde la especialización profesional es poco pronunciada y donde no existen servicios públicos organizados, donde las viviendas están diseminadas ó están en pequeños núcleos, donde es difícil habilitar los servicios de agua, evacuación de excretas, control de insectos, etc. con los recursos económicos de los habitantes".

I.1-3. LA INGENIERIA SANITARIA - SU FUNCION EN LA SOCIEDAD :

En un comienzo el campo de la Ingeniería Sanitaria descansaba casi exclusivamente, en la hidráulica aplicada, aunque desde fines del siglo XVIII y principios del siglo XIX, empiezan a efectuarse investigaciones especiales con el objeto de perfeccionar las técnicas de aprovisionamiento de agua potable.

A juicio de algunos expertos en la materia, la moderna Ingeniería Sanitaria tiene uno de sus fundamentales puntos de partida en las consecuencias lógicas que se derivan de la investigación epidemiológica que el Dr. John Snow condujo en 1854, en Londres con motivo de la epidemia de cólera que se desató en la Parroquia de Saint James de esa ciudad.

La investigación del Dr. Snow, verdadero modelo en su género probó: Que la epidemia de cólera se había producido debido a que ciertos desagües que arrastraban excretas de un enfermo de cólera, habían llegado a ponerse en contacto con una fuente pública de agua que se encontraba en la parroquia ó Barrio de Saint James.

Esto sucedió a 50 años del descubrimiento del vibrio comma.

Posteriormente los estudios de Pasteur sobre las bacterias, los descubrimientos de Robert Koch, la velocidad con que muchos investigadores, desentrañaron las relaciones de causa a efecto entre bacterias y enfermedades, permitieron conocer que el agua de bebida era un medio de transmisión, vehículo conductor de muchas enfermedades. Cortar esos medios de transmisión mediante diseños y obras apropiadas, fue lo que se planteó a los Ingenieros especializados en esa clase de trabajos.

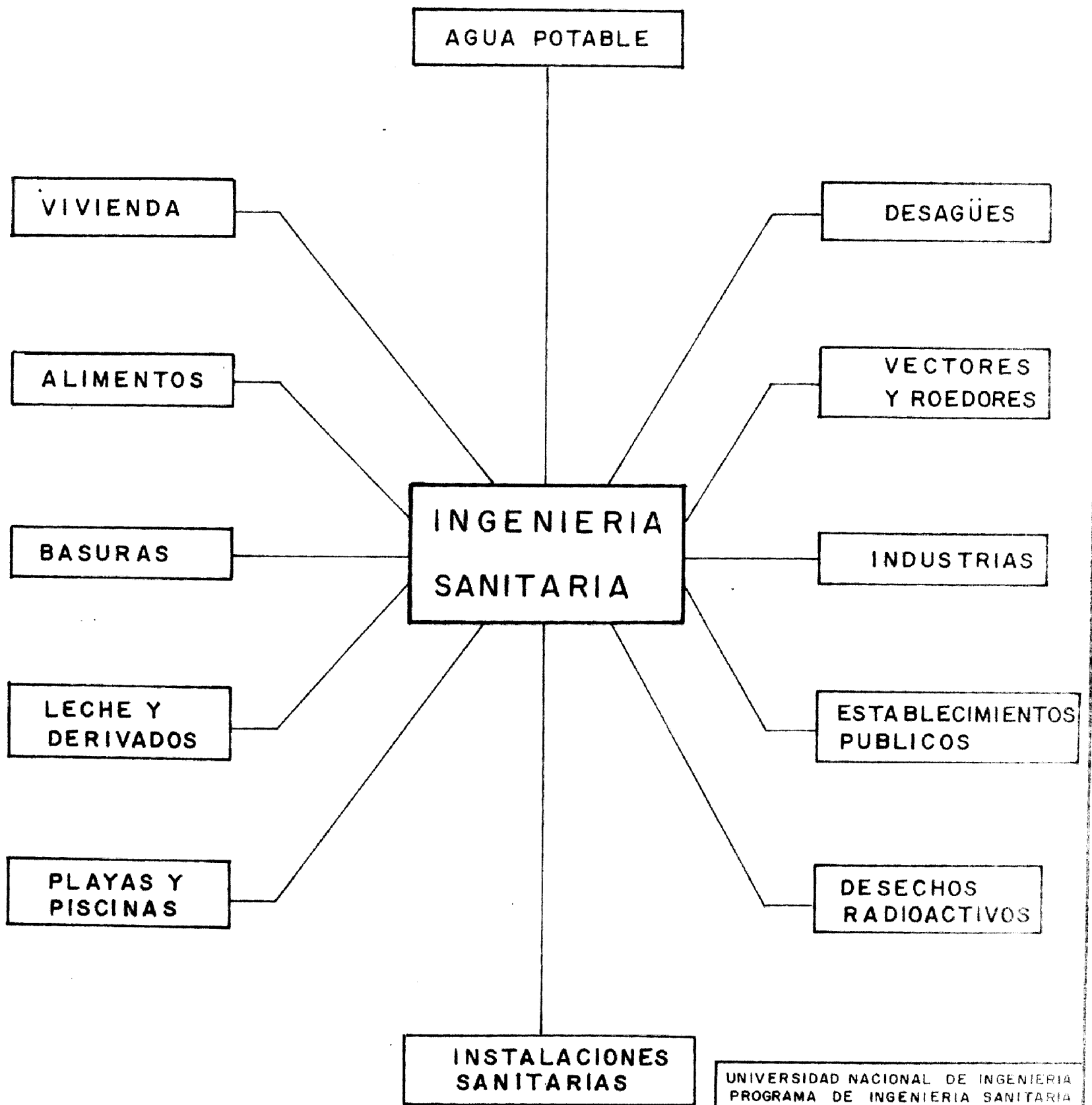
Muchos notables Ingenieros, haciendo uso de los novísimos descubrimientos bacteriológicos, se abocaron a desarrollar y perfeccionar las técnicas de abastecimiento y tratamiento de agua y de eliminación y tratamiento de desagües, transformando una verdadera espe

cialidad de ingeniería. "Ingeniería Sanitaria". Se puede decir que desde el último siglo hasta el presente, una de las satisfacciones de la Ingeniería Sanitaria constituye la increíble reducción de enfermedades de origen hídrico, principalmente el cólera, la tifoidea y las disenterías. Con el tiempo se vió que toda una enorme gama de enfermedades transmitidas por medios diferentes al del agua, podían ser controladas, mediante técnicas de ingeniería. Así es que el Ingeniero Sanitario incrementa su acceso de estudios en el vasto campo de la medicina preventiva y aplica principios de ingeniería en el control de esos medios de transmisión.

La Ingeniería Sanitaria trasciende el sólo control de las condiciones desfavorables del medio ambiente y va, en nueva y superior etapa a la promoción de las condiciones favorables, trata no solo de defender al hombre del medio que lo rodea. Su ambición es ahora ordenar el medio ambiente para el pleno desarrollo de las actividades del hombre y el máximo aprovechamiento y gozo de ese ambiente, antes inadecuado u hostil.

Como es fácil de comprender, en este vasto panorama de actividades, la Ingeniería Sanitaria no se encuentra sólo en su trabajo. Son muchas las profesiones que prestan su colaboración a la solución de los problemas medio ambientales. Se puede citar rápidamente a Biólogos, Químicos, Físicos y Veterinarios, Médicos, Ingenieros, Educadores y muchas especialidades más. Pero la profesión líder en el saneamiento ambiental es la Ingeniería Sanitaria.

¿QUE ES LA INGENIERIA SANITARIA?



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
PROYECTO DE GRADO
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PAIJAN - TRUJILLO
MARGARITA PRETEL RADA
LAMINA N° 2

Como se puede observar, la profesión juega un rol impor tante no tanto en los individuos como en las masas, no tanto en las per sonas como en las comunidades, en los grupos de gente ó en la industria Así al instalar un servicio de agua, las playas, etc. no se protege a una persona sino una gran masa de gente que se encuentra en contacto - con esos medios y pués se está protegiendo al capital humano.

A pesar del desarrollo que mundialmente ha alcanzado esta profesión, según Estatutos de la O.M.S., todavía se puede afirmar que 1 de cada 4 muertes en el globo obedece a defectos del medio ambiente, y son suceptibles de corrección.

I-1.4.- INFLUENCIA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y AGUAS USADAS :

La importancia ó el papel que desempeñan los sistemas de agua potable y alcantarillado se destaca desde dos aspectos principa - les :

- a) Salud Pública.
- b) Sociedad.

a) - Desde el punto de vista de la salud pública, porque los sistemas adecuados de agua potable y alcantarillado reducen la ocurrencia de enfermedades de origen hídrico, lo que trae como consecuencia mejores condiciones de vida, tanto físicas, mentales y economi - cas.

Como ya se ha mencionado, la falta de saneamiento, especialmente

de suministros de agua potable y alcantarillado, ha producido en el pasado y aún en el presente, grandes brotes epidémicos de enfermedades de origen hídrico, ocasionando mortandad y pérdidas económicas, como se puede apreciar en los cuadros que se adjuntan.

Los gastos que figuran en los cuadros se han erradicado, en unos casos ó se han reducido a cifras mínimas en los países de gran desarrollo, debido a una política de saneamiento integral aplicadas especialmente a los suministros de agua potable y alcantarillado, no cabe duda que también se debe al adelanto de la ciencia médica, no sucede lo mismo en los países en vías de desarrollo, como en el nuestro que por falta de saneamiento adecuado todavía se presentan un elevado porcentaje de enfermedades de origen hídrico. Se muestra por ejemplo, que la tasa de mortalidad entre niños de 1 a 4 años puede ser 30 a 40 veces más alta en comunidades con deficientes condiciones sanitarias en comparación con aquellas que gozan de los beneficios del Saneamiento Ambiental. Aquellas enfermedades que han tenido poca ó ninguna conexión con el agua, no han tenido el mismo ritmo de decrecimiento que las otras. Lo que demuestra que el saneamiento adecuado ocasiona grandes economías del capital humano y de los gastos por enfermedad.

- b)- Desde el punto de vista social los servicios de agua potable y de de sagüe no solo resguardan la salud, sino que también aseguran la vi da y la propiedad frente al fuego. Asimismo hace posible la lim pieza de calles, riego de jardines, el uso del agua para fuentes -

ESTIMACION DE LOS GASTOS POR CIENTO MIL HABITANTES OCASIONADOS POR LA FIEBRE TIFOIDEA LA
DIARREA Y LA ENTERITIS EN DETERMINADOS PAISES EL AÑO 1949

PAISES	INGRESOS POR CABEZA U.S. \$		FIEBRE TIFOIDEA		DIARREA Y ENTERITIS		TOTAL DE MUERTAS	TOTAL DE CASOS	GASTOS FUNERARIOS U.S. \$	ASISTENCIA MEDICA U.S. \$	PARTIDAS RESULTANTES DE LAS DEFUNCIONES PERDIDAS U.S. \$	VALOR DE LAS JORNADAS DE TRABAJO PERDIDAS U.S. \$	COSTO TOTAL U.S. \$
	Muertes	Casos	Muertes	Casos									
ESTADOS UNIDOS	0.1	1	5.7	285	5.8	286	1,160	21,450	17,795	14,635	55,040		
FRANCIA	2.0	20	21.4	1,070	23.4	1,090	1,450	25,800	28,500	17,250	73,000		
PORTUGAL	8.6	86	195.2	9,760	203.8	9,846	3,930	72,300	66,800	48,200	191,230		
JAPON	1.3	13	88.0	4,400	89.3	4,413	1,200	22,850	18,500	15,200	57,750		
COLOMBIA	12.4	124	128.1	6,405	140.5	6,529	3,875	68,900	76,800	46,200	195,775		
CEILAN	12.0	120	69.5	3,475	81.5	3,595	930	15,700	22,000	10,500	49,130		
REPUBLICA DOMINICANA	13.5	135	118.2	5,910	131.7	6,045	1,700	29,900	35,350	19,950	86,900		
INDIA	58.6	234	65.8	3,290	124.4	3,524	925	9,840	40,700	6,800	58,265		

a Se supone que la tasa de mortalidad por fiebre tifoidea es del 10 %

b Se supone que la tasa de mortalidad por diarrea y enteritis es del 2 %

c Gastos Funerarios basados en \$ 200 en los Estados Unidos; gastos de asistencia médica basados en \$ 75 por caso en los Estados Unidos se calcula que las pérdidas resultantes de las defunciones (hasta los 45 años) por fiebres tifoidea y paratíficas es de \$ 15,500 y por diarrea y enteritis (hasta los 45 años) de \$ 2850 en los Estados Unidos. Se supone que las jornadas de trabajo perdidas por caso fueron dos semanas, con un valor de \$ 50 en los Estados Unidos. El precio unitario de los funerales y de la asistencia médica, así como las pérdidas resultantes de las defunciones y de las jornadas de trabajo perdidas en países distintos se supuso que guardaba la misma proporción con los de los costos y valores análogos en los Estados Unidos que los ingresos por cabeza en esos países con los de Estados Unidos.

d No se dispone de tasa de mortalidad por fiebre tifoidea y por diarrea y enteritis en la India. Las tasas y valores enumerados son los de mortalidad por cólera y por diarrea y disentería.

" EVACUACION DE EXCRETAS EN LAS ZONAS RURALES Y EN LAS PEQUEÑAS COMUNIDADES : E. G. Wagner
J.N. Lanciox

CUADRO III, ESTIMACION DEL COSTO POR CABEZA DE LA INSTALACION DE LETRINAS Y SUMINISTRO DE AGUA EN ZONAS RURALES Y DE LOS GASTOS POR 100.00 HABITANTES OCASIONADOS POR FIEBRE TIFOIDEA, DIARREA Y ENTERITIS EN DETERMINADOS PAISES EL AÑO 1949

P A I S E S	Costo por cabeza de los suministros de agua (U.S. \$) a		Costo por cabeza de las letrinas (U. S. \$) a		Gastos totales por 100.00 habitantes. (U. S. \$)	Gastos por 100.000 habitantes debido a fiebre tifoidea, diarreas y enteritis. (U.S. \$)	Número aproximado de años necesarios para amortizar los gastos de instalaciones de suministro de agua y servicios de saneamiento con las economías realizadas
	Costo de la instalación	Conservación	Costo de la instalación	Conservación			
ESTADOS UNIDOS	17,00	0.55	14.00	5.57	3,730,000	55,720	68
FRANCIA	5.25	0.17	4.35	1.80	1,157,000	73,000	16
PORTUGAL	1.65	0.05	1.35	0.55	360,000	191,230	2
JAPON	1.15	0.04	0.95	0.40	254,000	57,750	5
COLOMBIA	2.35	0.08	1.95	0.80	518,000	195,775	3
CEILAN	0.98	0.03	0.80	0.33	214,000	49,130	4
REPUBLICA DOMINICANA	1.10	0.04	0.94	0.38	246,000	86,900	3
INDIA	0.63	0.02	0.52	0.21	138,000	58,265	3

a - Se incluye el costo de la mano de obra, de los materiales y del equipo. Esos gastos se reducirán considerablemente si se utiliza mano de obra voluntaria y materiales que el cabeza de familia puede conseguir en la localidad.

EVACUACION DE EKORETAS EN LAS ZONAS RURALES Y EN LAS PEQUEÑAS COMUNIDADES : E. G. Wagner
J. N. Lancix

ornamentales. Los desagües evacúan los residuos de las plantas industriales y el agua de lluvias y así evitan los aniegos.

El mejoramiento de las condiciones sanitarias medio ambientales influya sobre el aumento de las expectativas de vida que se hace sentir singularmente sobre la población en edad productiva.

La reducción de la incidencia de enfermedades, que resulta del saneamiento, a su vez decrece los gastos y las pérdidas de días de trabajo por esos motivos.

El éxito de algunas luchas, como la antipalúdica, aumenta la Mano de Obra para las tareas agrícolas y ganaderas, contribuyendo a la producción alimenticia.

También cabe anotar desde el punto de vista social que en el medio rural para que sean eficaces las obras de saneamiento, necesita el apoyo, comprensión y la participación activa de la población interesada. El mejoramiento puramente técnico sin la educación sanitaria popular, de acuerdo a las costumbres, tradiciones y creencias locales, ha resultado una y otra vez efímero.

La experiencia ha demostrado que el factor más importante para conseguir la participación de la comunidad es hacer que intervenga activamente en el programa, miembros de todos los sectores de la población.

La relación entre la educación sanitaria popular y el importante problema de la participación de la comunidad en los programas de saneamiento rural, ha sido estudiado por diversos autores. En los últimos años, la expresión "Desarrollo de la Comunidad" se ha incorporado para derrotar una serie de procesos.

"La participación de la población misma en los esfuerzos para mejorar su nivel de vida, dependiendo todo lo posible de su propia iniciativa y el suministro de servicios técnicos y de otro carácter en formas que estimulen la iniciativa, el esfuerzo propio y la ayuda mutua y aumentan su eficacia".

Además la experiencia demuestra que los proyectos de saneamiento, iniciados para atender una demanda local, pueden constituir una base muy útil para estimular el interés y la participación de la comunidad en la solución de otros problemas fundamentales.

En el Perú más del 60 % de la población vive en el medio rural por tanto la participación de la comunidad en obras que mejoren su nivel de vida es un hecho importante para el progreso del país.

CAPITULO II

II - a.- TRASCENDIA DE ESTOS SERVICIOS EN LA ELEVACION DEL NIVEL DE VIDA DE LA POBLACION :

En la antigüedad las ciudades crecían lentamente, porque mayor era el número de fallecimientos que el de nacimientos, se atribuye esto a las condiciones sanitarias, grandes hacinamientos etc. Los trabajos de salud pública especialmente en el tratamiento de agua y desagüe, han hecho que baje notablemente la mortalidad y morbilidad.

Las industrias se localizan en las ciudades con la seguridad de que siempre tendrán agua disponible y las alcantarillas alejan sus residuos tratados si fuera conveniente ó crudos. Los desagües pluviales protegen la propiedad del peligro de inundaciones.

La mayoría de los ciudadanos acostumbrados a las comodidades, no tienen concepto todavía de lo que significa la corriente de agua que obtienen cuando abren un grifo y menos de los conductos subterráneos que reciben los desagües.

Pero la verdadera finalidad e importancia de las obras de agua potable y alcantarillado, es que son como herramientas muy eficaz para el logro de todas las actividades del pueblo y gobierno - juntos como es : el fomento de la economía nacional para el bien de todos.

Esto es, medios de promoción de salud pública, pero no con el limitado concepto que las consideraba simplemente como la ausencia de enfermedades tales como, el cólera, fiebre tifoidea y paratíficas, las disenterías, diarreas infantiles, la anquilostomiasis, la ascariasis, la bilharziasis, etc., sino con la definición moderna que las describe como el estado de bienestar físico, económico y moral de los pueblos.

Según opinión de los Ingenieros de gran experiencia en la materia, el falso concepto de interes puramente sanitario, no sólo le resta importancia a las obras, sino que provoca otro más grave : pensar que con un abastecimiento de agua potable deben desaparecer totalmente las enfermedades de origen hídrico, lo cual no sucede, y esa falta de eficacia, aunque parezca extraño, en individuos preparados, trae frecuentemente la desilución y falta de interés en las obras como remedios maravillosos, sin considerar que no sólo es la supresión ni la disminución de esas enfermedades, el fin único de los abastecimientos. Según ese criterio esto puede ser base para hacer pensar que en la mayoría de los casos ó tal vez siempre, la medicación moderna a base de amibicidas y antibióticos resultan con exceso más baratos y eficaces que la instalación y conservación adecuada de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitariamente seguros.

Una buena provisión de Agua Potable y Alcantarillado, además de disminuir la incidencia de las enfermedades de origen hídrico, ha

ta erradicarlas como endémicas, lo cual es un factor económico de gran importancia por su repercusión en el bienestar público, llevan automáticamente a los siguientes resultados sociales.

- 1° - Incremento de la capacidad de trabajo de la población, lo que trae un aumento de producción y consumo.
- 2° - Capitalización ya que ella se deriva del incremento de la población y consumo.
- 3° - Promoción del desarrollo urbano. El desenvolvimiento de otros servicios municipales fundamentales, como la limpieza pública, los mercados, los baños, etc., nada de lo cual es eficaz si no se dispone de agua potable suficiente y si el agua de desechos no puede alejarse sin molestias. La carencia de esos servicios repercute vigorosa y desfavorablemente en el ambiente urbano.
- 4° - Aumento del valor inmobiliario, tanto como consecuencia del aumento de habitantes como porque las casas resultan más cómodas por contar con instalaciones sanitarias adecuadas.
- 5° - Desarrollo del comercio, especialmente de la alimentación, como restaurantes, heladerías, cafés, etc., cuyo nivel es un índice económico de una población. Ese desarrollo trae como consecuencia la creación de fuentes de trabajo industrial.
- 6° - Creación de promoción de Industrias de Saneamiento, tanto de la alimentación como de la leche, de la carne, las empacadoras, be

bidas, del hielo y la refrigeración en general, etc., como también la transformación tanto ligeras como pesadas, tales como las de hilados y tejidos, siderúrgicas, etc., todas y cada una de las cuales no pueden pasar del escalón del artesanado si no disponen de agua suficiente y adecuada y de un sistema eficaz de alejamiento de desechos.

Promoción de la Industria de la Construcción y por las mismas causas y tanto por el crecimiento de las poblaciones en superficie, por ampliación de la zona urbana, más en lo vertical por aumento de la densidad de habitantes.

7° - Complementariamente, este panorama progresista y sano atrae al turismo, aunque sea sólo en calidad de observador de ese progreso porque encuentra un centro de operaciones adecuado por sus comodidades urbanas para desde allí movilizarse hacia los sitios interesantes por su naturaleza, su historia, su folklore, y el turismo, es circulador de dinero y fuente de riqueza.

Esto es sin tener en cuenta las comunicaciones de todo tipo, cuyas creaciones y mejoramiento son consecuencia del programa local, y con las cuales se lleva cada vez más lejos la riqueza lograda.

La provisión de agua potable y los alcantarillados en poblaciones medianas no sólo forjará en ellas a sus pobladores sino que atraerá a los núcleos menores con la promoción de fuentes de trabajo y la existencia de medios de vida adecuados.

II - b.- LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE AGUAS USADAS EN LOS PRESUPUESTOS DE GOBIERNO :

En América Latina los problemas de Saneamiento del medio ambiente, desde el punto de vista de la Salud Pública y la Ingeniería Sanitaria, son considerados generalmente como los más urgentes de resolver. Los elevados índices de morbilidad están relacionados a las condiciones sanitarias y a problemas de orden económico-social. Ambos factores están muy ligados, es difícil aspirar un mejoramiento de condiciones sanitarias a menos que paralelamente se resuelvan el problema económico.

Pero en los últimos años ha habido un vigoroso movimiento para mejorar las condiciones económicas y por lo tanto del medio ambiente, ya por medio de nuevos sistemas de agua y desagüe, recolección de basuras, junto con la construcción de edificaciones, vías de comunicación etc., que hacen la vida más placentera y duradera.

A pesar de que en la mayoría de los países latinos la población rural es más numerosa que la urbana, siempre se ha dado más importancia al medio urbano, así es que las sumas designadas para tales urbes son mayores. Sin embargo, ultimamente en muchos países como en el Perú ya existen programas de saneamiento exclusivamente para el medio rural.

La construcción de estas obras entra en forma notablemente positiva en el cuadro de un presupuesto de gobierno adecuadamente funcional para el progreso de la nación. Un presupuesto que a la vez -

sea programa es un poderoso instrumento de política estatal.

Al respecto he aquí unas ideas tomadas de una conferencia sustentada por el C. Subsecretario de Hacienda en Mejico.

"El presupuesto debe distinguir entre las erogaciones corrientes y las de capital, separando los gastos de consumo de los de formación de capital. Así el presupuesto podría proyectarse en relación con un plan a largo plazo y servirá para evaluar el efecto inflacionario ó deflacionario que opere en la económia. En cuanto a esto último debe ser decisivo para la aceptación de un gasto, el aumento neto ó la disminución neta que produzca en el ingreso privado".

Dentro de esos principios las obras de agua potable y alcantarillado quedan clasificadas en el capítulo "formación de capital" , por el fomento económico que implican .

Estas obras no son causa de inflación ó deflación, son en su resultados equilibrados, porque por un lado no salen del tesoro público sino en partes y en ciertos casos en forma parcial ó nominal, ya que son construídas para que la operación y mantenimiento sean econominamente antisuficientes, es decir, que no gravan ni disminuyen la riqueza privada por si mismas y en forma directa, pués como servicios y no como impuestos, entregan un valor igual a lo que cuestan.

Las tarifas son calculadas para cubrir los gastos de operación, mantenimiento y amortización, tal como se fija un precio en una industria, con una salvedad de que no se consideran ganancias para el inversionista.

El agua se tiende a cobrar medida, único procedimiento legal existente para el cobro justo y equilibrado.

En el Perú las obras están financiadas :

1° Con recursos del presupuesto Funcional de la República.

2° Préstamos de Agencias Crediticias Internacionales.

En el medio rural es importante destacar el aporte de las Comunidades, ya sea en mano de obra, materiales ó monetario. En el medio urbano las tarifas han sido fijadas de modo que se pueda cubrir el costo de la obra, como también el mantenimiento y operación de los sistemas.

En el Perú las entidades que se encargan de este problema son : Ministerio de Fomento y Obras Públicas, mediante la Dirección de Obras Sanitarias.

Ministerio de Salud Pública - Servicio Especial de Salud Pública, mediante el Programa Nacional de Ingeniería Sanitaria.

Fondo Nacional de Desarrollo Económico, que tiene una labor específica de financiación.

Las Corporaciones de Fomento Social y Económico y Juntas de Obras Públicas, Departamentales y ocasionalmente los Municipios.

En Lima La COSAL es la encargada de todos los problemas de

agua y desagüe.

BIBLIOGRAFIA :

Revista, A I D I S - Octubre 1958

Saneamiento Rural Urbano - E. M. Ehlers -

E. W. Steel.

- - - - - 0 - - - - -

CAPITULO III

ESTADO ACTUAL DE LOS SERVICIOS PUBLICOS DE AGUA POTABLE
Y DESAGUE EN EL PAIS - LOCALIDADES SIN SERVICIO Y CON
SERVICIOS INCOMPLETOS DE AGUA POTABLE Y DE ELIMINACION
DE DESAGUES

Este Capítulo se ha desarrollado en un anexo aparte, que se adjunta a la presente, a fin de hacerlo más manuable, dado a que la naturaleza del trabajo no permite que se empaste en un solo volumen.

CAPITULO IV

ESTUDIO DE LA POBLACION

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE PAIJAN - POBLACION ACTUAL - AREA

URBANA - DISTRIBUCION DE LA POBLACION :

IV.1 - CARACTERISTICAS GENERALES :

a) - Origen y Fundación.-

Paiján fué creado en la época de la Independencia. La Ley de 10 de Noviembre de 1900, dió a su capital el título de Villa y la Ley N° 9689 del 12 de Diciembre de 1942 la elevó a la categoría de ciudad.

b) - Antecedentes.-

Del Diccionario Estadístico Geográfico del Perú de Mariano Felipe Paz Soldán, 1876 se ha tomado los siguientes datos que pueden dar una idea del desarrollo pasado del actual Distrito de Paiján.

Paiján, Distrito de la Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad, dista de Trujillo 12 leguas (56 Kms.), de Malabrigo 3 leguas (16 1/2 Kms), de Santiago de Caos 5 leguas (28 Kms.).

	<u>R A Z A S</u>		
	<u>HOMBRES</u>	<u>MUJERES</u>	<u>TOTAL</u>
Blancos	112	147	259
Indios	978	900	1,878
Negros	47	69	116
Mestizos	312	303	615
Asiaticos	76		76
	<u>1,525</u>	<u>1,419</u>	<u>2,944</u>

	<u>INSTRUCCION</u>		
	<u>HOMBRES</u>	<u>MUJERES</u>	<u>TOTAL</u>
Saben Leer	54	63	117
Saben Escribir	390	187	577
No Saben Leer ni Escribir.	1,081	1,169	2,250
	<u>1,525</u>	<u>1,419</u>	<u>2,944</u>

DISTRITO DE PAIJAN

CUADRO N° 1 - POBLACION (1876)

<u>(P. URBANA)</u>	<u>HOMBRES</u>	<u>MUJERES</u>	<u>TOTAL</u>
Paiján	935	926	1,861
Malabrigo (Litoral) Pto. Chicama.	170	170	340
TOTAL POBLACION URBANA.	<u>1,105</u>	<u>1,096</u>	<u>2,201</u>

CASERIOS POBLACION RURAL :

Alto de Malabrigo	15	14	29
Alto de Pueblo Nuevo	90	95	185
Chuin Alto	14	9	23
Chuin Bajo	13	8	21
Estancia	69	32	101
Monteseco	189	154	353
Puquio de la Pampa	20	11	31
TOTAL POBLACION RURAL	<u>420</u>	<u>323</u>	<u>743</u>
POBLACION TOTAL DISTRITO :	<u>1,525</u>	<u>1,419</u>	<u>2,944</u>

c) - Situación Geográfica y Política.-

Paiján es la Capital del Distrito de su nombre, de la Provincia de Trujillo en el Departamento de La Libertad.

Esta situada en la región de la costa, en el valle del Río Chicama, al Nor-Oeste de Trujillo, en el Km. 605 de la Carretera Panamericana Norte, está a 56 Km. de Trujillo, haciéndose el recorrido en aproximadamente 40 minutos.

d) - Actitud.-

La altura sobre el nivel del mar en la Plaza de Armas es de 90 m.s.n.m.

e) - Clima.-

Su clima es caluroso en los meses de Enero, Febrero y Marzo, templado de Agosto a Diciembre y ligeramente frío de Abril a Julio. La máxima temperatura promedio en verano es según la Oficina de Meteorología de la Universidad de Trujillo 31°C, presenta las siguientes variaciones para los meses de Enero, Febrero y Marzo :

8	a.m.	-	20°G-22°C
2	p.m.	-	28°G-33°C
7	p.m.	-	28°G-30°C

Para los meses de Julio, Agosto y Setiembre :

8	a.m.	-	18°G-20°C
2	p.m.	-	23°G-33°C
7	p.m.	-	16°G-18°C

La dirección de los vientos predominantes es de Sur a Norte.

Los meses de ligeras precipitaciones pluviales son Enero, Febrero y Marzo, el resto del año no llueve.

f) - Topografía.-

La topografía de Paiján es un plano ligeramente inclinado hacia el Oeste. Hacia el este se observa pequeños ramales de la cordillera Occidental de los Andes.

El tipo de terreno en la zona plana es de arcilla y cascajo y en los cerros la capa superior formada por pizarras y rocas descompuestas debido al intemperismo.

IV - 2.- CARACTERISTICAS URBANAS :

a) Población Censada.-

La población censada de Paiján es la siguiente :

	<u>Población Total</u>	<u>Población Urbana</u>	<u>Población Rural</u>
Según el Censo de 1940	5,069	2,977	2,092
Según el Censo de 1961	8,356	5,815	2,541

Para el presente proyecto solo interesa la población urbana, que en la actualidad se estima que debe llegar a 9,000 habitantes según información en el Municipio de la localidad.

b) Area Urbana.-

La zona urbana tiene una extensión aproximada de unas 71 Has.

c) Distribución de la Población.-

La población urbana esta distribuida a ambos lados de la Carretera Panamericana Norte Km. 605. La población rural está reparti

da en los diferentes caseríos vecinos, dentro de los cuales se puede anotar : Chuin, Garbanzal, Champón, Montesco, Arenita, Macabí y la Pampa.

d) Aspecto Urbano - Vivienda.--

El trazado urbano en damero, bastante uniforme. De Sur a Norte atraviesa una acequia de riego, cuyas aguas provienen del Río Chica, con un cauce de aproximadamente 8 metros de ancho, dividiendo la zona antigua y la moderna, esta última bordea la Carretera Panamericana. Hay 5 puentes de acceso por las siguientes calles :

1er. Puente, que une la carretera Panamericana con una calle sin nombre que está cerca del Cementerio Nuevo, frente a la Plaza de Toros.

2do. Puente, con entrada al Jirón Alfonso Ugarte.

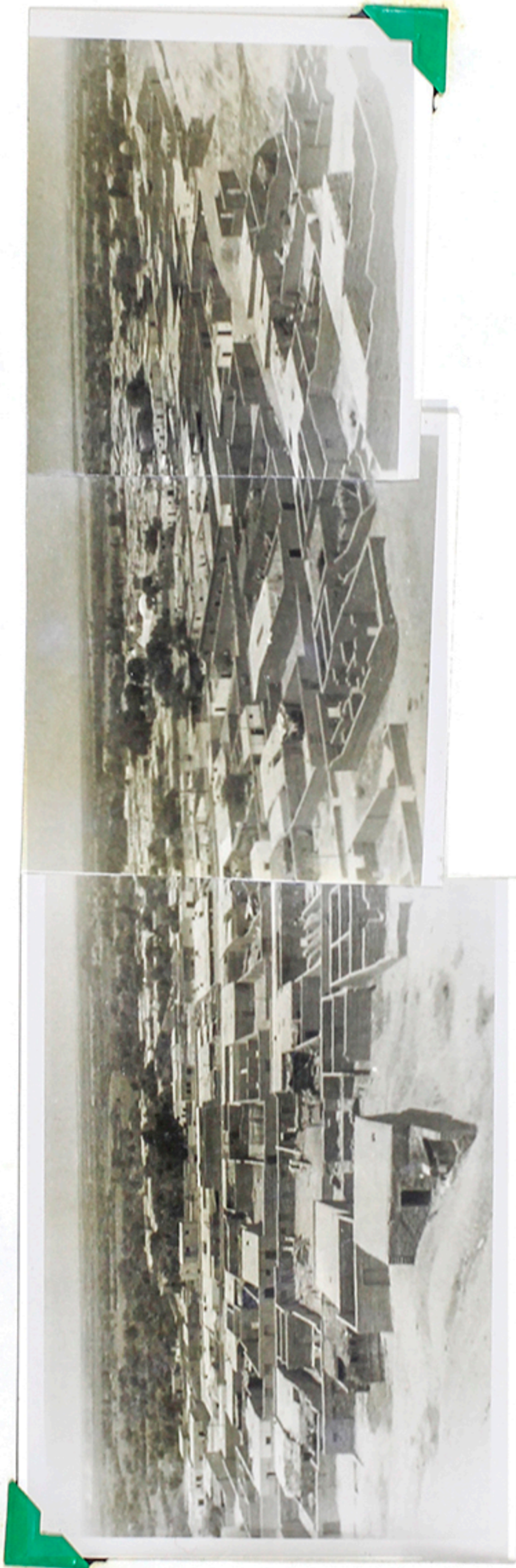
3er. Puente, que se inicia en el Jirón 2 de Mayo.

4to. Puente, está situado en el Jirón O'Donovan, y es el más importante

5to. Puente, es provisional y está en el extremo sur de la ciudad.

Las calles O'Donovan, Dos de Mayo, 3 cuadras de Grau y el cuadrilatero de la Plaza de Armas, están empedradas, la calzada de las demás calles lo forma el terreno natural. Las calles principales son de 6 metros de ancho, excepto las que circundan la Plaza de Armas que tienen 12 metros de ancho.

La Plaza de Armas que es un cuadrilatero de 2,876 m². es la única área verde de la ciudad. Las veredas son de 3 m. de ancho en



VISTA PANORAMICA DE LA POBLACION DE PAIJAN - TRUJILLO

LA CARRETERA PANAMERICANA DIVIDE LA POBLACION EN UNA ZONA ALTA Y OTRA ZONA BAJA



Iglesia
Calle San Pedro



Mercado



Zona Sur de la Población



Av. Victor Larco, que parte de la
Ciudad hacia el Oeste (Zona más Baja)



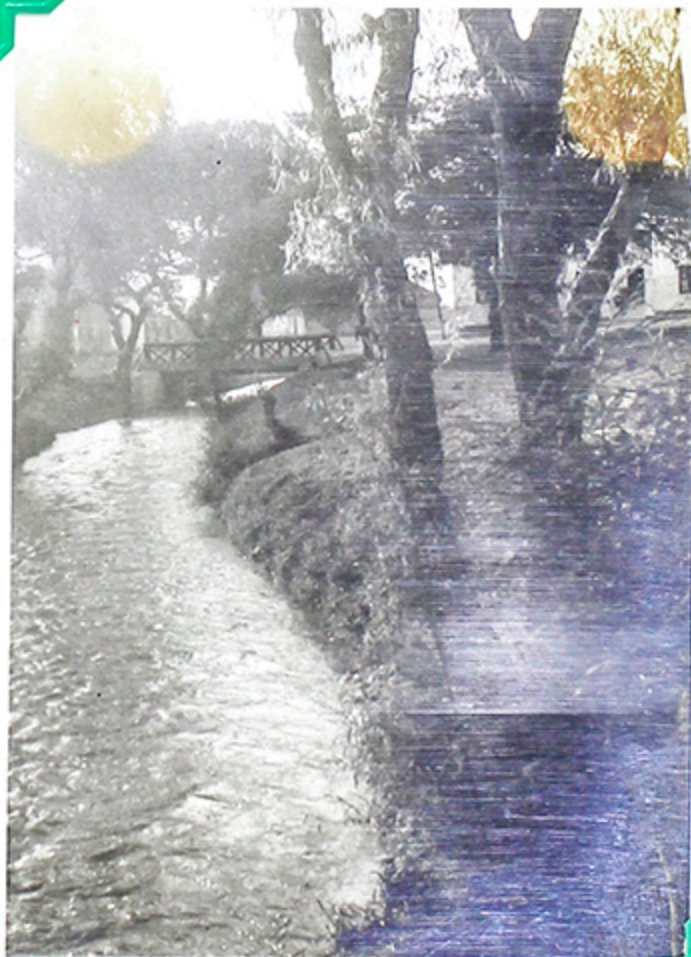
ZONA MAS ALTA DE LA POBLACION



CALLE DOS DE MAYO
Al Fondo se ve el Reservorio
y Molino de Viento



Vista Panorámica de la Población
Desde el Cerro donde se proyecta
ubicar el Reservorio Apoyado



Puente de Acceso a la Población que
Cruza una de las Acequias de Riego

la plaza, como también en las calles empedradas.

No se puede diferenciar la zona comercial de la de viviendas por que prácticamente están mezcladas pero se puede decir que la zona central de la población se dedica al comercio y la zona densa de la población en la parte alta de la Carretera Panamericana.

Las viviendas son en su mayoría de adobes de 15 a 10 m. de frontera y generalmente en una área mediana un buen número de huertas.

En total hay aproximadamente 1,400 edificaciones de las cuales aproximadamente 10 son de 2 pisos y 1,390 de un solo piso.

En cuanto al material de la construcción se tiene :

De ladrillo	:	10 %
De adobe	:	70 %
De piedra	:	0 %
De quincha	:	10 %
De adobon	:	10 %

El valor de la construcción se encuentra entre S/. 300 a 1,200 por m².

e) Servicios Públicos.-

Los Edificios Públicos que existen son : Municipalidad, Mercado, Correos y Telegráfos, Caja de Depósitos, Sub-Administración de Aguas, Puesto de la Guardia Civil, Gobernación, 2 Juzgados de Paz, Centros Escolares de Varones y Mujeres, Colegio Nacional Mixto de Secundaria, Escuela Elemental Mixta.

La Planta Eléctrica ubicada en la parte posterior del Mercado, consta de un motor marca "LISTER" de 11.5 H.P. y para corriente alterna de 220 voltios - 40 amperes. Funciona de 6 a.m. a 12 p.m. No tiene capacidad como para dar servicio a las Obras de Abastecimiento, por ser deficiente. Los pobladores pagan por el servicio domicilia-rio S/. 35.00 y por el alumbrado público S/. 5.00, también existen grupos electrógenos particulares.

Cuentan con telegráfo, teléfono, radio, existen 2 Radiodifu-soras; no existen hospitales ni Posta Médica.

Existe un sistema de agua potable deficiente y no tiene sis-tema de desagües, los cuales se describen con mayor detalle posteriormente.

f) Vías de Comunicación.-

Paiján está comunicada por medio de la carretera Panamerica-na con todas las poblaciones de la costa, esta carretera divide la ciudad en 2 partes. A los demás pueblos vecinos se comunica por medio de trochas carrozables ó caminos de herradura.

De Paiján a Trujillo hay 56 Kms. por la Carretera Panameri-cana, haciendo el recorrido en 45 minutos. A Malabrigo hay 16 1/2 Km. a Santiago de Cao 28 Kms.

Se comunica con Puerto Chicama, mediante una vía de 2do. or-den de 16 Km. que cruza un tramo ondulado, zona salitrosa, fuente de

futura explotación y de trabajo para los del lugar, cruza terrenos - arenosos y cañaverales. El recorrido se hace en 25 minutos.

De Paiján a Chocope hay 11 Km. de carretera, recorriéndose en 20 minutos. A Chuin otro centro poblado, dista 2 Km.

CAPITULO V

ESTADO SANITARIO - SUMINISTRO DE AGUA POTABLE Y ELIMINACION
DE DESAGUES DOMESTICOS - BIO-ESTADISTICA, ENFERMEDADES DE ORIGEN HIDRICO

V.1.- ESTADO SANITARIO :

Respecto a las condiciones sanitarias existentes se puede mencionar un sistema de abastecimiento de agua deficiente, que se describirá más adelante. No existe servicio de Desagüe ni un sistema satisfactorio de recolección de basuras, ya que solo cuenta con un volquete de la Municipalidad que pasa diariamente a recoger la basura de toda la población. La disposición final se hace en zanjas sin quemarla ni enterrarla, formándose grandes basurales

Una idea más completa del estado sanitario de la localidad puede dar la encuesta sanitaria realizada por el Area de Salud del Departamento de La Libertad, que muestra los siguientes problemas sanitarios :

- a) - Mercado.- Existe un mercado en malas condiciones sanitarias, Cuenta con servicios higiénicos cuyos desagües van a un pozo ciego descubierto y a 20 m. del pozo que abastece al sistema de agua de la población.
- b) - Camal.- La construcción no es adecuada, tiene piso de cemento en parte y el restante de piedra. Generalmente usan agua de la acequia para la limpieza. No tiene control sanitario.

c) - Vivienda.- Como ya se mencionó anteriormente la mayoría de las viviendas son de paredes de adobe, piso de cemento ó madera y las de quincha que simplemente son de tierra apisonada.

d) - Escuelas.- Existen dos Escuelas de 2do. Grado, una de hombres y otra de mujeres. También funciona un Jardín de La Infancia con 170 alumnos. La Escuela de Varones es Prevacacional, tiene 552 alumnos matriculados con un promedio de asistencia de 438 alumnos. El local es amplio y en regular estado de conservación. Cuenta con un pozo no protegido del que extraen agua mediante una bomba accionada por una mariposa.

Con respecto a las facilidades sanitarias cuenta con 2 duchas, 4 bebederos en mal estado y 4 letrinas en mal estado de conservación.

La Escuela de Mujeres tiene 467 alumnas matriculadas, con un promedio de asistencia de 390. El local es amplio y está en buen estado. Los servicios higiénicos están en buen funcionamiento (10 duchas, 6 W.C. y 4 lavatorios), pero se abastecen de la red pública y siendo ésta insuficiente, la Escuela solo dispone de una cantidad mínima de agua y una hora diaria. Los desagües van a un pozo ciego aparentemente bien construido.

e) - Servicios Médicos Sanitarios.- Existe un Consultorio Médico equipado con rayos X y Laboratorio para análisis, atienden 3 médicos, también existe un Consultorio Dental con atención interdiaria.

La Posta Sanitaria más cercana se encuentra en Puerto Chicama a 16 Km. de Paiján.

f) - Saneamiento Murino.- Dado que existen basurales y también se arrojan desperdicios en la acequia que cruza la población, se nota la presencia de ratas, cuyos parásitos son como se sabe vectores de la peste bubónica. El Saneamiento murino se realiza en la localidad con los siguientes implementos :

2 Bombas para cianogas.

2 Bombas pulverizadoras.

2 Mesas para autopsia de los roedores, cajas de parafina, fichas de envenenamiento y croquis de la ciudad. Este trabajo es realizado en conjunto por el Area de Salud de La Libertad y el Municipio.

Uno de los resultados obtenidos es el siguiente :

1,64 Manzanas trabajadas.

1,106 Casas visitadas.

127 Casas donde se han hallado ratas

401 Ratas envenenadas

120 Casas saneadas,

<u>Estado Sanitario de las Casas</u>		<u>Grado de Infestación de las casas</u>	
Malo	154	Nulo	- 684
Deficiente	688	Bajo	- 127
Satisfactorio	158	Medio	- 69
		Fuerte	- 126

g) - Encuesta de Establecimientos Comerciales.- Los establecimientos comerciales en la parte antigua de la ciudad ó sea en la zona baja, son 73. En la zona nueva ó de la Panamericana existen 39 establecimientos.

<u>Estado Sanitario de los Establecimientos.</u>		<u>Grado de Infestación de los Establecimientos</u>		
Malo	11	Nulo	-	53
Deficiente	75	Bajo	-	18
Satisfactorio	20	Medio	-	27
		Fuerte	-	8

h) - Incineración de Basurales.- Ya que estos lugares son la fuente de los larvarios de moscas, transmisoras de enfermedades infecto-contagiosas, el Area de Salud ha realizado en muchas oportunidades la incineración de estos basurales, pero no se ha posido erradicar estos basurales ya que siempre arrojan la basura en el mismo lugar debido a que no existe un sistema adecuado de recolección de basuras.

i) - Alimentos.- La carne es beneficiada en un camal antihigienico , pués el local requiere piso de cemento e instalaciones adecuadas para tal fin. También convendría separar :

El manipuleo de frutas, verduras y otros alimentos en el mercado deja mucho que desear. Lo mismo pasa con la leche y mantequilla que son manipulados en corrales y establos donde proliferan moscas y los recipientes son antihigienicos.

j) - Malaria.- El Servicio de Erradicación de Malaria se encarga de eliminar los anofelinos, mediante bombas Hudson de 15 lts . de capacidad, presión entre 25 y 55 libras. Realizan una dispersión de 75 cms. de ancho; colocándose 2 grs. de insecticida por m2. Cada carga alcanza para rociar de 1800 a 2000 m2. Cada rociador trabaja un promedio de 1800 m2. diariamente. Generalmente cargan 535 grs. de insecticida en 8 litros de agua.

Se adjunta un croquis de la ciudad que, aunque no es reciente, dá una idea de la ejecución del rociado. Así mismo se transcribe una hoja del porcentaje de la población muestreada; proporcionada por el Servicio de Erradicación de Malaria de La Libertad.

En conclusión para mejorar el estado sanitario de Paiján se puede sugerir en forma general la solución de los siguientes principales problemas :

- 1° - Las futuras urbanizaciones se deben llevar a cabo siguiendo un plano regulador.
- 2° - Ejecución de Obras de Agua Potable y Alcantarillado.
- 3° - Arreglo de los puentes de acceso a la localidad y pavimentación de calles.

Localidad : PAIJAN - 4 % 75 m. alt. s.n.m.

Reconocido por el SNEM con el N° 165.

En Octubre de 1959 se hizo un censo y se encontró que tenía :

937 casas agrupadas formando calles; y
4,565 habitantes

N° de Positivos Detectados.

El SNEM. nunca detectó positivos en la localidad.

Porcentaje Mensual de Población Muestrada.

MESES	1960		1961		1962		1963	
	N° Muest.	% P.Mues.	N° MUEST.	% P.Mues.	N° Mues.	% P.Mues.	N° Mues.	% P.Mues.
Enero			26	0.5				
Feb.			10	0.2				
Marzo					1	0.02		
Abril			14	0.3			5	0.1
Mayo	9	0.2	4	0.1	10	0.2	4	0.1
Junio	10	0.2	12	0.2	20	0.4		
Julio			7	0.1				
Agto.								
Setb.	8	0.1	7	0.1			5	0.1
Octb.	10	0.2	3	0.1			2	0.05
Novb.								
Dicb.	26	0.5	2	0.05				
TOTAL :	63	1.3	85		31	0.6	17	0.3

Estudios Entomológicos.-

En Octubre de 1959 "No se encontró larvarios positivos (SNEM Z II. Ent.Inf 18-59).

En Junio de 1960 "La búsqueda intradomiciliaria de anifelinos fué negativa no logramos encontrar criaderos positivos" (SNEM. Z II. Ent. Inf. 17-60).

En Enero de 1962 "En el Valle de Chicama, en la parte baja se nota ausencia de larvas; y adultos de anofelinos, posiblemente como consecuencia del uso abundante de insecticidas, en el cultivo de la caña de azúcar" (SNEM.Z II Ent.Inf.1-62)

Historia del Rociado.-

Fecha de inicio	Fecha de Conclusn.	Insecticida Usado	N° casas Rocia.	Ka. DDT Consumida	N° Habitantes Protegidos .
8-Ene-58	28-Ene-58	Sol.DDT.75 %	888	491.665	4,639
12-Ene-59	16-Abr-59	Sol.DDE.45 %	859	666.075	4,565

- 4° - Ampliación y mejoramiento del alumbrado eléctrico.
- 5° - Saneamiento de Escuelas, Mercado, Camal, establecimientos comerciales, industriales, lecherías, con el debido control sanitario de los mismos.
- 6° - Organización de un sistema de recolección y disposición de basuras.
- 7° - Un Dispensario Médico ó Policlínico elemental con el personal respectivo.
- 8° - Las rentas del Municipio se incrementarían por los servicios antes mencionados.
- 9° - Campaña de Educación Sanitaria en todos los servicios.

Este punto es el más importante por que nada vale que la población cuente con los servicios antes mencionados, cuando no tiene conciencia del valor que estos representan para elevar su standard de vida, caso que así fuera los habitantes colaborarán ya sea en el pago de tarifas, arbitrios, mantenimiento y operación de servicios, etc. siempre que este dentro de la capacidad económica de ellos.

De todos estos problemas, para el presente proyecto, solo se tomará en consideración lo concerniente al agua potable.

V- 2.- SUMINISTRO DE AGUA POTABLE :

a) Antecedentes.-

El sistema actual de agua potable data de 1942, fué instalado por iniciativa del Municipio con ayuda de la Junta de Obras Públicas de Trujillo y la colaboración económica de la Hacienda Casa Grande.

b) Fuente.-

La fuente de abastecimiento del sistema actual, es el agua subterránea, proveniente de las infiltraciones de canales de riego, que son alimentados por el Río Chicama, ya que la población está ubicada en el Valle de dicho río.

Como no se disponía de exploraciones, ni de sondeos, que permitan conocer el estado acuífero subterráneo, la ubicación del pozo en mención se hizo sujetándose en algunas observaciones hechas en pozos existentes dentro del perímetro del pueblo.

En los pozos existentes, el agua comienza a filtrar aproximadamente a las 9 m. de profundidad, en donde aparecen las capas de arena fina, cabe suponer que a más de 5 m. a 8 m. se encuentran las capas de arena gruesa y piedra menuda que por regla general son las más ricas en agua de filtraciones en el Valle del Río Chicama.

c) Captación.-

La provisión de agua se hace de un pozo tubular ubicado en el centro de la población (mercado) el que anteriormente fué excavado en el año 1930, extrayéndose el agua mediante una bomba accionada por una mariposa.

La profundidad del pozo es 21.70 m.

Diámetro 2.50 m., pero el forro del pozo es de 14" de F° Fdo.

Las paredes son revestidas con anillos de concreto armado .

La profundidad del nivel de agua es de 8.80 a 9.50 m.

Rendimiento del Pozo.-

En setiembre de 1941 el Ing° K. Khatt, de la Hacienda Casa Grande dió un dato de rendimiento de 5.8 l/seg. (350 l/minuto), bajando el agua de 9.50 m. a 13.20 m. ó sea con una depresión dinámica de 3.70 m.

En Abril de 1962 (M.F.O.P.) se tiene el siguiente rendimiento : 6 l/seg. bajando el nivel de 8.80 m. a 13.20 m., después de 6 horas de bombeo a 5 l/seg.

Como se verá más adelante este rendimiento es muy poco para un abastecimiento de agua potable en el futuro.

También en 1962, se tiene información de un pozo cercano de nominado Curva Pretel , de 20.60 m. de profundidad con un rendi

miento de 250 lt/minuto (4.15 l/seg.), bajando el nivel de la na
pa de 5.85 a 10 m.

La capa acuífera principal esta constituida por arena fina ,
arcilla y arena gruesa.

d) Calidad del Agua.-

El resultado del análisis físico-químico y bacteriológico de
la muestra de agua tomada del grifo de la Plaza de Armas, procedente
te del pozo del Mercado Central, se adjunta en hoja aparte.

Como Paiján está muy cerca a Trujillo, y la carretera Panameri
ca atraviesa la población, es fácil mandar analizar las muestr
as de agua en los laboratorios de Trujillo.

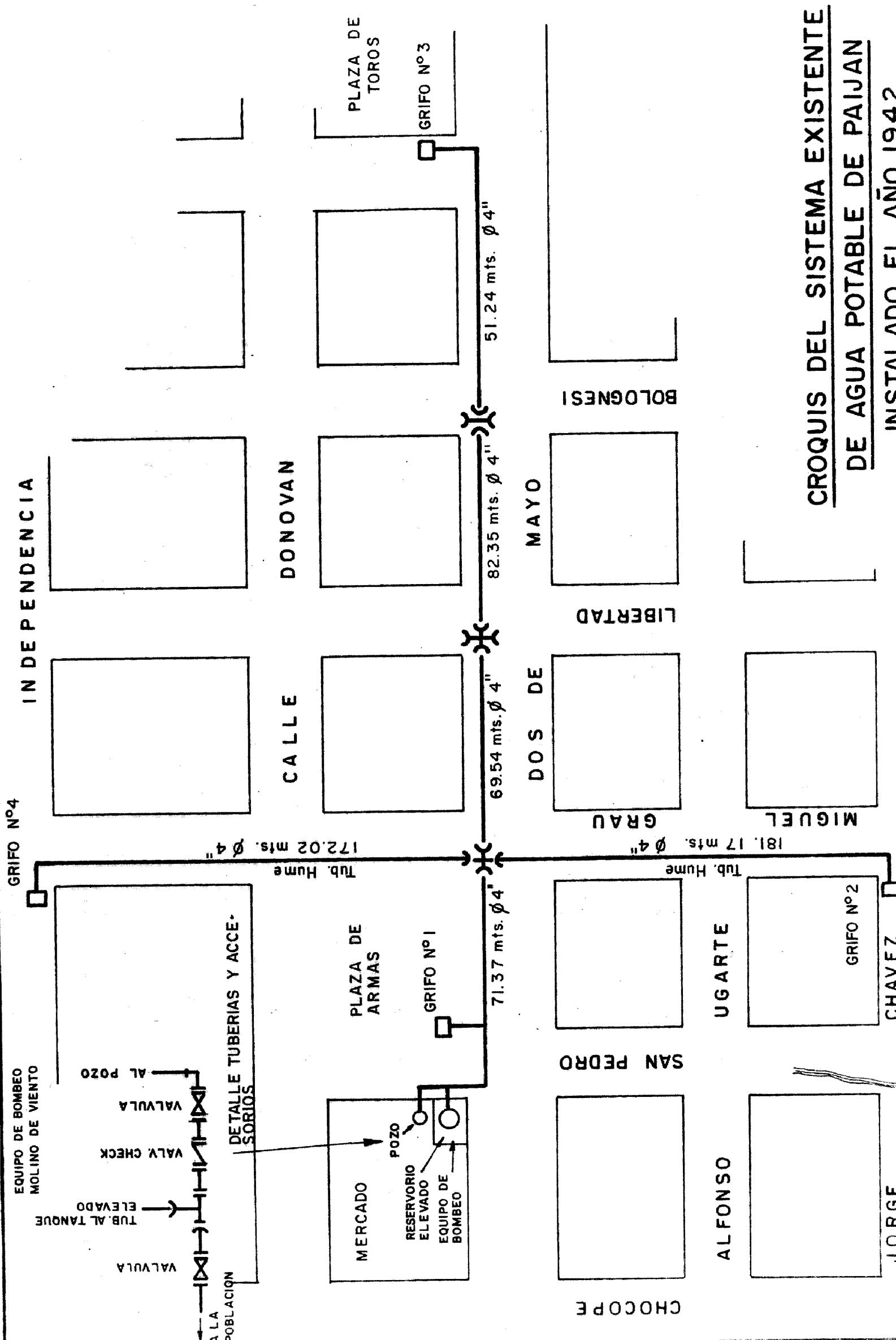
Los análisis no son recientes pero pueden darnos una idea de
la calidad bacteriológica y físico-química de las aguas que se utiliza
zan hasta la fecha, para consumo doméstico.

- Características Físicas.-

El agua se apreciaba inodora, incolora, de sabor agradable,
con una temperatura de 15°C. Su aspecto era clara, sin turbiedad .

- Características Químicas.-

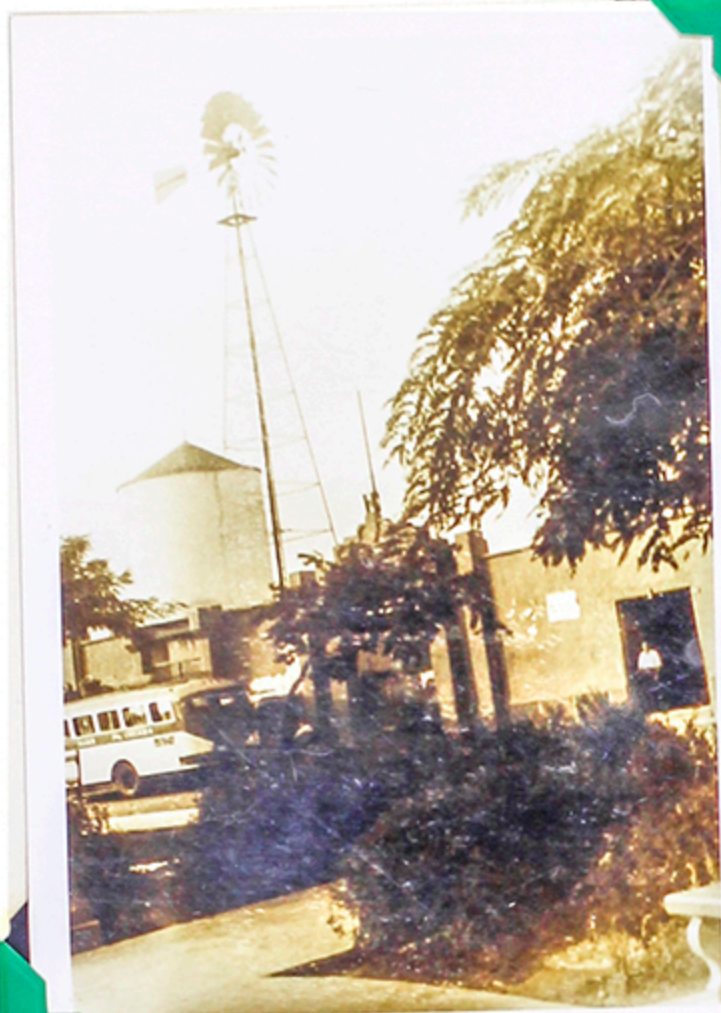
Después de observar los resultados del análisis físico-químico
cos realizados en la Universidad Nacional de Ingeniería (F. I .
S.) se puede decir que el agua del pozo esta dentro de los requerimi
entos de las normas de potabilidad editadas por el Ministerio de



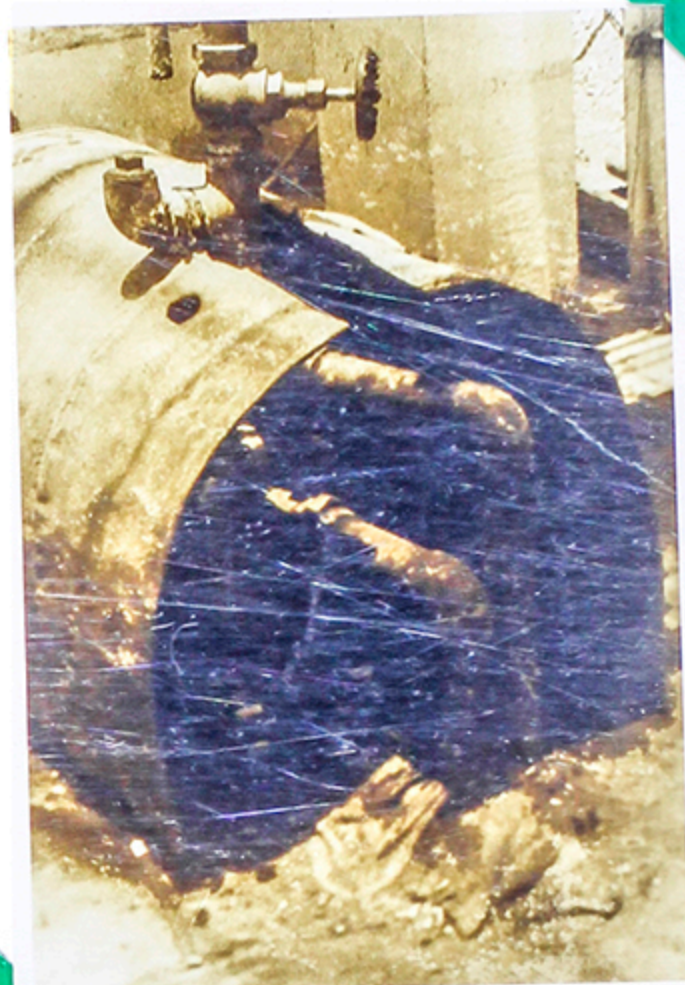
**CROQUIS DEL SISTEMA EXISTENTE
DE AGUA POTABLE DE PAIJAN
INSTALADO EL AÑO 1942**

(tomado del respectivo proyecto)

ABASTECIMIENTO ACTUAL



Reservorio y Pozo ubicados en el Mercado



Equipo de Bombeo

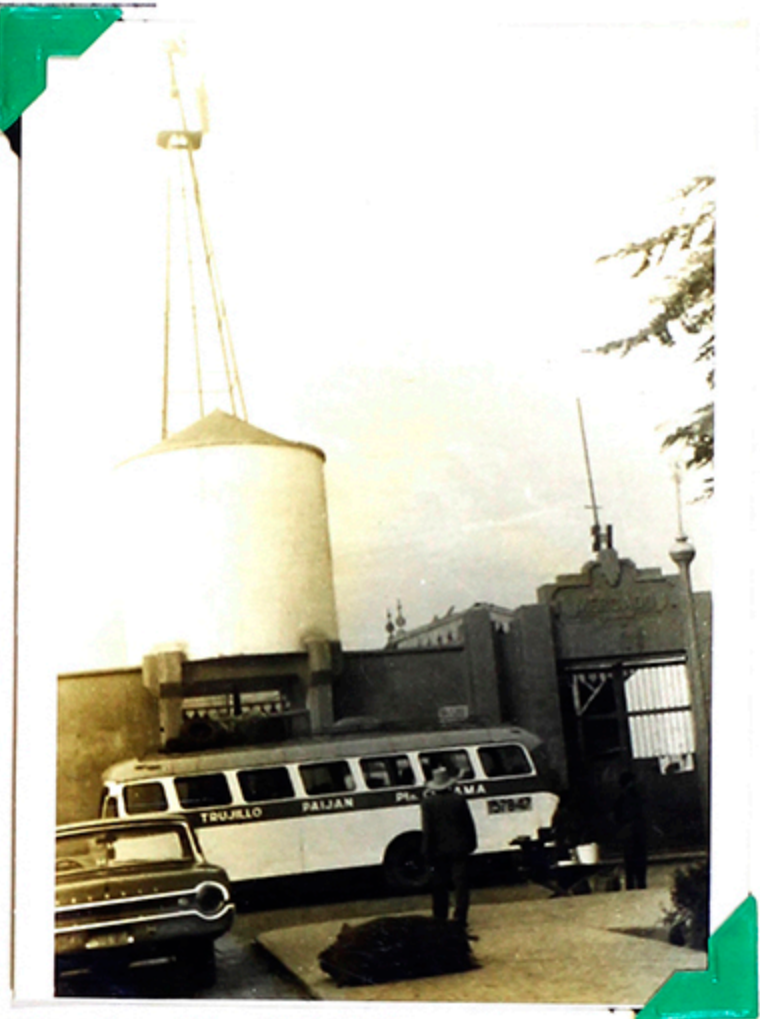
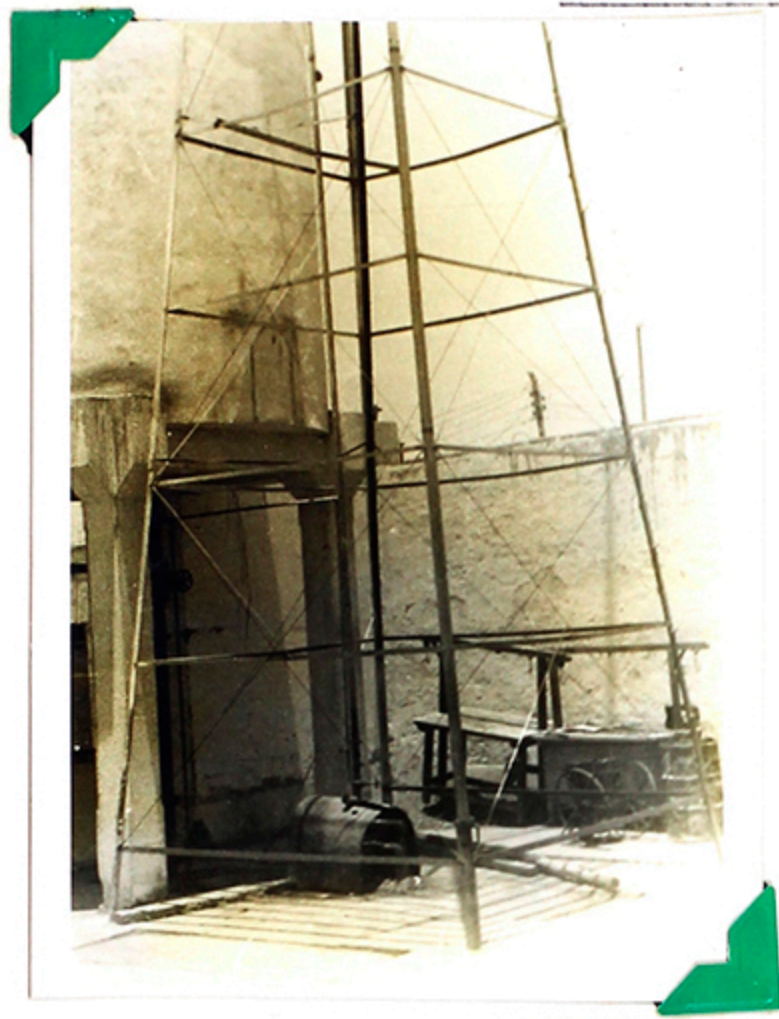


Canal de Riego que Sirve de Puente de Abastecimiento a las Casas Aledañas



Una Pilota Pública ubicada en la Plaza Principal

ABASTECIMIENTO ACTUAL



UBICACION DEL POZO EN EL MERCADO
(Se aprecia el castillo del molino de viento y la bomba)



Acequia de Riego que cruza la población y sirve
de fuente de abastecimiento a las viviendas cercanas

RESULTADOS DEL ANALISIS DE LA MUESTRA DE AGUA DE
PAIJAN - ENVIADA POR LA SRTA. MARGARITA PRETEL R.

pH	8.0		
Color	2.0	u	
Turbidez	4.0	p.p.m.	
Alcalinidad Total	200.0	p.p.m. como	CO ₃ Ca
Dureza Total	280.0	p.p.m. como	CO ₃
Calcio	80.0	p.p.m. como	CO ₃
Magnesio	18.5	p.p.m. como	CO ₃
Cloruros	11.0	p.p.m. como	Cl
Sulfatos	65.0	p.p.m. como	SO ₄
Fierro	0.02	p.p.m. como	Fe
Sólidos Totales	380.0	p.p.m.	

Lima, 14 de Marzo de 1964

ALCIRA DE LOPEZ SOLORIZANO
Jefe Laboratorio Química

SANEAMIENTO AMBIENTAL :

ANALISIS BACTERIOLOGICOS

AGUA POTABLE :

Resultado de los Análisis Bacteriológicos practicados a las muestras de agua procedentes del Distrito de Paiján, tomadas el día 25 de Febrero de 1964.

Fecha de Análisis : 25 de Febrero de 1964

Fecha de Resultado : 28 de Febrero de 1964

Nº PROCEDENCIA	Bacterias en agar por cc. a 37° C.	N.M.P. de B. Coli por 100 cc. a 37° C .	Se aísla e identifica bioquímicamente.
1 Grifo Plaza	85	± 16	B. Coli Protous
2 Acequia Alta	365	± 16	B. Coli Protous A. Aerógenos
3 Acequia Baja	500	± 16	B. Coli Protous Estafilococo

Trujillo, 25 de Marzo de 1964

Centro de Salud de Trujillo
Sección de Saneamiento Ambiental

Insp. de Saneamiento
Nelson Ortiz Aguilar
Laboratorista

Vº Bº
Gustavo Torres García
Ingº Sanitaria del ASLL

Salud Pública y Asistencia Social, Departamento de Ingeniería Sanitaria, de nuestro País.

Cabe anotar que la alcalinidad según fijan estos Reglamentos es 120 p.p.m. CaCO_3 y el resultado del análisis del pozo es 200 p.p.m. como CaCO_3 pero como la alcalinidad no es dañina a la salud y como el tratamiento del agua no requiere coagulantes, se puede aceptar este resultado. Respecto a la dureza total no se menciona los límites en dichos reglamentos, pero según las Normas Internacionales para Países Latinoamericanos, editado por la O.P.S., la concentración máxima aceptable es 500 p.p.m.

- Características Bacteriológicas.-

El resultado del análisis bacteriológico realizado en el Laboratorio del Departamento de Saneamiento Ambiental del Área de Salud de Trujillo, muestra que el agua tiene un alto contenido bacteriano ya que según los Reglamentos de Salud Pública de nuestro País, el número más probable mayor de 16 indica que de las 5 porciones, las 5 dan resultados positivos.

En este capítulo se ha hecho una breve explicación referente a la calidad del agua, más adelante en el capítulo correspondiente a las características del agua se hace una explicación, e interpretación de los resultados más explicativa.

e) Equipo de Bombeo.-

En 1942, se instaló una bomba accionada por un molino de

viento instalado por la Hacienda Casa Grande, así como otro de características similares que está dentro del radio urbano, pero sin ser usado.

La torre del molino de viento es de fierro galvanizado, constituida por 4 postes de 60 pies de altura.

La mariposa también es de fierro galvanizado, de 12" de diámetro, lubricada con aceite, trabaja en baño de aceite completo.

La bomba es centrifuga, tipo Jet, de diámetro 3", marca BRIGG STRATON MOTOBOMBA. capacidad 5 l/seg.

f) Almacenamiento.-

El agua se impulsa a un tanque elevado, de concreto armado, ubicado junto al pozo del Mercado Central.

La capacidad del tanque es de 42.5 m³., 4 m. de altura, 4 m. de diámetro, con sus respectivas tuberías, válvulas y accesorios para la salida, entrada y desagüe.

g) Tratamiento.-

El agua no tiene ningún proceso de desinfección, y se utiliza sin clorinar.

h) Red de Distribución.-

Para la distribución del agua en 1942, se tendio 627 m. de tubería de concreto reforzado tipo "HUME Ø 4" y 30 lb. de presión, del exceden-

te del servicio de agua potable de Lima.

También se instalarón en un principio 4 grifos franceses del tipo "WILLEUPT", para el servicio público y que tienen una conexión especial para manguera contra incendio, estos 4 grifos están ubicados en : 1 en la Plaza de Armas, otro en la calle San Pedro, otro en la calle 2 de Mayo en la esquina de una escuela de niñas y el último en la calle Grau, en el lado sur.

Posteriormente se construyeron 4 piletas más sencillas en diferentes puntos de la población.

Existe un informe del año 1959, en los archivos de la Junta del IV Centenario de Trujillo que indica sólo 25 conexiones domiciliarias en las calles, Grau, Libertad, O'Donovan, Dos de Mayo y Alfonso Ugarte, lo mismo la necesidad de hacer una ampliación del sistema como también pruebas de rendimiento, de los pozos (Mercado y Curva Pretel)

Los pobladores también utilizan el agua para el riego - de jardines y huertas dentro del radio urbano.

i) Operación y Mantenimiento del Sistema.-

La vigilancia de operación y mantenimiento está a cargo del Municipio, que paga a un operador para funcionar la bomba.

Al respecto no se tiene más datos.

j) Administración del Servicio.-

Como simple información se sabe que el Municipio se enc

carga de la administración, cobra alrededor de S/. 35.00 mensuales por conexión domiciliaria, no se cobra el Servicio de Piletas Públicas.

k) Conclusiones.-

De la inspección hecha en el lugar se tiene que el sistema de agua potable existente data de 1942 y desde entonces no se ha hecho ningún mejoramiento por lo que constituye un problema sanitario, ya que el abastecimiento es irregular e insuficiente, porque esta supeditada al viento en su ocurrencia y en su intensidad. Generalmente funciona una hora diaria ó máximo 1 1/2 horas, en las mañanas.

Un buen número de familias cuentan en sus casas, con pozos excavados particularmente, algunos revestidos y otros no protegidos, ya que las piletas no son suficientes.

No habiendo facilidades para la provisión del agua, teniendo que hacerlo muchas veces de las acequias que pasan por la parte alta de la ciudad ó comprando a algunas personas que se dedican a este negocio.

Un estudio hecho por el Area de Salud, después de hacer una visita a todas las casas, comprobó los pozos existentes, y el uso exagerado de agua de acequia. De acuerdo a esta investigación se calcula que el consumo de agua es como sigue :

50 % de agua de las acequias contaminadas.

40 % de agua de pozos mal construídos y protegidos.

10 % de agua potable, siendo éste un cálculo optimista.

El sistema existente se descarta para una ampliación y mejora a fin de abastecer en el futuro ya que ni las tuberías se podrían usar porque no tienen capacidad de servicio y en cuanto al pozo su rendimiento es mínimo para un futuro abastecimiento. Por tanto es necesario hacer un nuevo sistema para el servicio de agua potable de Paiján.

V - 3. ELIMINACION DE DESAGUES DOMESTICOS :

En Paiján no hay sistema de recolección de desagües, la disposición es particular, para cada vivienda, generalmente se hace por medio de letrinas sanitarias (pozos ciegos).

Se ha podido observar que en algunas casas tienen pozos - ciegos sin ningún acondicionamiento ó tratamiento anterior y cerca de estos estan los pozos de provisión de agua, con el consecuente peligro de contaminación.

V - 4. BIOESTADISTICA - ENFERMEDADES DE ORIGEN HIDRICO :

En la División de Biostatística del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, no existen datos sobre enfermedades transmisibles del Distrito de Paiján, que generalmente el Area de Salud informa mensualmente acerca de los Distritos notificados, al mencionado Ministerio.

Por este motivo y porque la distribución de los casos por distrito, no siempre es exacta, debido a que los informes de las Unidades de Salud y Postas Médicas, etc., contienen los casos notifica

dos de varios distritos sin las aclaraciones pertinentes, como es posible que suceda en el caso de Paiján, se tomará las enfermedades transmisibles de la Provincia de Trujillo, que puede dar una idea general de la incidencia de enfermedades en la zona.

Por otro lado según las informaciones recogidas en la Posta Médica de Puerto Chicama, las enfermedades más frecuentes en la zona son de origen hídrico, como disenterías, parasitosis, etc., que representan el 60 % de los casos, aparte de un buen número de casos de gripe y tuberculosis (40 % de los casos). Esto se puede explicar por la falta de un servicio adecuado de agua potable y alcantarillado.

A continuación se transcribe de los " Boletines de Enfermedades Transmisibles en el Perú", de los años 1958 a 1967 , las principales enfermedades transmisibles de la Provincia de Trujillo.

PRINCIPALES ENFERMEDADES TRANSMISIBLES EN LA PROVINCIA DE TRUJILLO : AÑOS 1958 - 1967

No habiendo información de las enfermedades transmisibles de Paiján se informa de la Provincia de Trujillo.

<u>ENFERMEDADES</u>	<u>A Ñ O S</u>										
	<u>1958</u>	<u>1959</u>	<u>1960</u>	<u>1961</u>	<u>1962</u>	<u>1963</u>	<u>1964</u>	<u>1965</u>	<u>1966</u>	<u>1967</u>	
Tos Convulsiva	140	242	727	1164	1533	1434	1163	1135	1129	826	
Tuberculosis Pulmonar	736	973	105	100	173	250	174	418	96	57	
Tuberculosis otras formas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Lepra	-	-	328	185	102	305	-	338	466	626	
Tosferina	2	7	7	10	4	-	7	1	-	1	
Difteria	8	4	2	14	23	10	21	3	14	7	
<u>Poliomelitis</u>	3					2		1			
Rabia											
Verruga Peruana							1				
Sífiles	82	123	35	37	36	13	34	54	39	51	
Sífiles Tardía	-	-	30	10	10	23	14	17	12	26	
Blenorragia	29	62	135	80	91	168	213	147	124	115	
Chancro Blando	2	1	8	32	16	17	33	80	56	5	
<u>Tifoidea y Paratíficas</u>	90	70	108	131	118	75	75	170	131	95	
<u>Brucelosis</u>	-	4	-	-	-	1	2	2	-	1	
<u>Hepatitis Infecciosa</u>	192	113	102	158	129	153	179	184	128	71	
Encefalitis aguda	-	2	3	1	-	4	1	-	2	-	
<u>Disentería Basilar</u>	23	30	2	5	7	13	38	38	29	20	
<u>Anebiasis</u>	-	-	5	81	3	7	6	3	11	1	

Según el cuadro anterior, la desinteria es la enfermedad que más número de casos presenta, lo que demuestra que las enfermedades de origen hídrico juegan un papel importante ya que el agua es un agente del cólera, lactospirosis (fiebre de lodo, fiebre de cañaverales, de arrosales) y fiebre tifoidea, esquistosiasis y hepatitis infecciosa. En otros casos el agua desempeña una parte más fisiológica del agente infeccioso.

Como una referencia se menciona :

Personal y Servicios por Area y Unidad de Salud, 1966

	AREA TRUJILLO	UNID. PACASMAYO
Meses Informados	12	12
Centros de Salud	1	2
Postas Médicas	5	-
Médicos Especialistas en Salud Pública	1	1
Hospitales	-	1
Médicos a Tiempo Completo	14	2

SALUD DEL ESCOLAR

Area y Unidad de Salud	Total Sanos y Enfermos		Sanos		Enfermos	
	1964	1966	1964	1966	1964	1966
TRUJILLO	1308	1642	455	511	853	1131
PACASMAYO	1060	1287	767	1158	293	125

Según los últimos boletines de "Las Enfermedades Transmisibles en el Perú" de los años 1965 - 1966, las diez enfermedades transmisibles en el Perú por orden de prioridad son :

<u>ENFERMEDAD</u>	<u>AÑO 1965</u>	<u>AÑO 1966</u>
1. Influenza	49,000 casos	68,000 casos
2. Disenterías	29,000 casos	32,000 casos
3. Sarampión	22,000 casos	28,000 casos
4. T.B.C. (Todas sus formas).	27,000 casos	25,000 casos
5. Tosferina	22,000 casos	19,000 casos
6. Helmitiosis	13,000 casos	18,000 casos
7. Tifoidea y Paratífica	6,000 casos	8,000 casos
8. Blenorragia	8,000 casos	7,000 casos
9. Viruela	5,000 casos	6,000 casos
10. Parasitosis Epidémica	3,000 casos	5,000 casos.

Como se puede apreciar que la disentería se muestra en un número de casos después de la influenza. Prueba de que el agua juega un papel muy importante es que en los resultados obtenidos de las Estadísticas del Estado Sanitario del país, un gran número de localidades no cuentan con servicios adecuados de Agua Potable y Alcantarillado, ó en su defecto no cuentan con ningún servicio.

BIBLIOGRAFIA :

Div. Biostatística del M.S.P. y A.S.

Boletines de las enfermedades transmisibles en el Perú años 1958 al 1967

CAPITULO VI

ASPECTO SOCIO ECONOMICO: - PRODUCCION - COMERCIO

OCUPACION - PROPIEDAD - CAPACIDAD ECONOMICA.

Por estar Paiján ubicado en el Valle del Río Chicama el que cuenta con una excelente campiña de gran extensión, la principal actividad de los pobladores es la agrícola y ganadera.

Respecto a la actividad agrícola se dedican al cultivo de arroz, caña de azúcar, maiz, alfalfa, plátanos, yuca, camote, vid, zandi zandillas, etc. El cultivo de verduras y en general productos de pan llevar, se realiza en menor escala, está siendo desplazada por cultivos de caña de azúcar y arroz, ya que económicamente les trae mayores beneficios.

En la zona de Paiján el área cultivada representa aproximadamente el 40 % quedando todavía un área cultivable de 60 %.

Existen dos proyectos de irrigación que en un futuro próximo favorecerán enormemente la agricultura de la zona, estos son : El Canal de irrigación Chao - Virú - Moche - Chicama - Paiján y la explotación de las aguas subterráneas del Valle del Río Chicama.

Respecto a la actividad ganadera se cría ganado vacuno, caballar, porcino en menor escala, pero en especial la cría de ganado lechero. Existen

16 lecherías, que venden la leche en porongos, no tienen control sanitario. También se dedican a granjas avícolas.

La actividad industrial se limita a la elaboración de licores y también a fabricar forraje y melaza.

En los establecimientos comerciales existen : zapaterías, bodegas, sastrerías, carpinterías, bar - restaurantes, talleres de mecánica, peluquerías (2), sombrerería (paja), bazares, panadería (1). De estos establecimientos 7 son de primera, 11 de segunda y 12 de tercera categoría. La mayoría de estos establecimientos comerciales están distribuidos en la zona céntrica de la Plaza Armas y calles adyacentes; lo mismo que a lo largo de la carretera Panamericana, especialmente los de 1ra. categoría, los demás establecimientos comerciales están distribuidos por toda la población ya que no existen zonas comerciales propiamente dichas.

Los edificios públicos existentes son : Municipalidad, Mercado, Gobernación, 2 Juzgados de 1ra. Nominación y 2da. Nominación, Puesto de Guardia Civil, Banco de La Nación, Sub-Administración de Agua del Río Chicama, Correos, Telegráfos, Teléfonos.

Los locales escolares existentes son : 2 Escuelas de 2do. Grado una de hombre y otra de mujeres. La Escuela de Varones es Prevocacional con 552 alumnos, 1 Director, 12 Profesores de Educación Común, 5 de Iniciación Técnica, con un promedio de asistencia de 438 alumnos. La Escuela de Mujeres tiene 467 alumnas, 1 Directora, 9 Profesoras.

También existen 2 Centros Escolares de Primaria, una de Varones y otro de Mujeres, una Escuela Elemental Mixta con 170 alumnos y escuelitas particulares de transición y hasta 5to. de Primaria.

Respecto a asistencia médica, el Hospital más cercano es el de Chocope, en el lugar sólo hay 3 médicos y 2 dentistas.

Las actividades recreativas se llevan a cabo en las canchas de foot-ball y otros deportes, como también en la plaza de toros.

Existe un cine de 3ra. categoría y 2 estaciones de Radio : Paiján y Zarumilla, que transmiten noticias locales y extranjeras, propaganda comercial y colaboran con las campañas sanitarias de vacunación ó de cualquier otra actividad cultural.

Los jornales básicos para construcción civil en el Departamento de La Libertad son :

Operario	S/.	99.37
Oficial	S/.	85.97
Peón	S/.	72.56

La mayoría de los pobladores poseen sus parcelas de terreno en las que trabajan generalmente 1/2 día de 5 a.m. a 1 p.m. y en las tardes se dedican a sus comercios u otra actividad en que generalmente les pagan de S/. 30.00 a S/. 40.00 diarios.

La capacidad económica no es uniforme, los comerciantes, algunos propietarios y los pequeños industriales, tienen mejores ingresos y por tanto

un standard de vida mpas elevado, pero como la gran masa de población lo forman la clase media y obrera, podemos estimar un ingreso familiar promedio de S/. 2,000 a S/. 2,500, mensuales, teniendo en cuenta sus ingresos por la venta de sus cultivos y el jornal diario.

Por otro lado el Municipio tiene pocos ingresos por los arbitrios de alumbrado, baja policía (1 camión recolector), de los comercios, mercado, panadería, lo que anualmente tiene una renta (saldo neto promedio) de S/. 60,000.00

Los principales materiales de construcción disponibles :

Cemento de Pacasmayo
Fierro de Trujillo
Yeso de Trujillo
Ladrillo de Trujillo
Madera de Trujillo
Arena, piedra - en el lugar
Hormigón - en el lugar

Respecto a la mano de obra especializada existen albañiles, carpinterios, talleres de herrería, talleres de mecánica, taller de soldadura autógena.

El valor de la construcción oscila entre S/. 300/m². y S/. 1,200/m².

Las Empresas de Omnibus atienden el servicio Trujillo - Paiján Puerto Chicama, en condiciones más ó menos buenas, respetan un itinerario e

que se cumple cada 60 minutos para Puerto Chicama, cuya estación se ubica - en la Plaza de Armas de Paiján.

El transporte de Lima Trujillo cuesta aproximadamente S/. 400 / tonelada.

De Lima Paiján S/. 450/ton.

De Trujillo - Paiján S/. 50/ton.

La contribución de la comunidad para los servicios de agua potable y alcantarillado puede estimarse que será muy variada.

Los pobladores tiene interés para contar con estos servicios.

La Municipalidad podría colaborar con una parte de su renta y con una campaña sanitaria por la radio podría obtenerse colaboración económica en efectivo, en mano de obra y material del lugar, ya que Paiján es una población semi-rural.

Por otra parte hay zonas que la capacidad económica de la gente es muy baja, y no podrían pagar una conexión domiciliaria, pero como la política de saneamiento es que cada familia cuente por lo menos con una conexión de 1 grifo y si fuera posible servicios higienicos elementales, la administración competente podría valorizar su mano de obra en diferentes trabajos de esta índole.

Por lo demás las tarifas para el agua las deberán de estudiar las autoridades competentes de Administración de Servicios de Agua Potable, teniendo en cuenta la capacidad económica, consumos, gastos de operación y mantenimiento, y otros factores más.

CAPITULO VII

POBLACION FUTURA; - DESARROLLO PASADO - EXAMEN ESTADISTICO MATEMATICO

AREA DE EXPANSION - ZONA DE INFLUENCIA ECONOMICA - RECURSOS -

POTENCIAL DE DESARROLLO - PROBABLE DESARROLLO FUTURO

VII.1.- POBLACION FUTURA; - DESARROLLO PASADO - EXAMEN ESTADISTICO MATEMATICO

El problema consiste en determinar la población futura para el diseño de acuerdo al período de vida que se ha fijado para las estructuras, equipos y tuberías, al cabo del cual tendrán un funcionamiento satisfactorio, de tal manera que se acerque a la realidad del lugar, según el crecimiento de la zona.

a) Desarrollo Pasado.-

Para realizar el estudio de la población es necesario tener datos censales en períodos consecutivos de 10 a 15 años, los cuales no existen para todas las ciudades del Perú. Los censos disponibles son 1876, de 1940 y 1961, y como referencia se tiene también la estimación realizada por Paz Soldán en su Diccionario Geográfico.

Un buen método para hacer un estudio de la población, es conocer el número de niños, de las Escuelas ó el número de servicios telefónicos en el año del censo y aplicar la misma rela-

ción al número de escolares ó a los servicios telefónicos del año actual. En el caso de Paiján no es aplicable este método porque se recomienda usarlo para ciudades importantes, de desarrollo más ó menos organizado, ya que de lo contrario se obtendría resultados falsos.

La determinación de la población futura es pues un tanto complicada, sobre todo en el presente caso de Paiján, en que solo se cuenta con los siguientes datos censales :

<u>A Ñ O</u>	<u>POBLACION URBANA</u>
1876	2,249 Hab.
1940	2,977 Hab.
1961	5,815 Hab.

El crecimiento vegetativo de Paiján según informaciones proporcionadas por el Municipio, es como sigue :

<u>A Ñ O</u>	<u>Nº NACIMIENTOS</u>	<u>Nº DEFUNCIONES</u>	<u>DIFERENCIA</u>
1956	423	112	311
1957	408	135	273
1958	427	101	326
1959	451	123	328
1960	519	111	408
1961	528	113	415

El crecimiento vegetativo anual promedio es de 343 habitantes.

Analizando estos datos y tomando como referencia sólo los dos últimos Censos, ya que del Censo de 1876 al de 1940 hay un lapso de 64 años; en los que han ocurrido hechos que han cambiado la estructura socio-económica del país, se obtiene que el crecimiento es 135 habitantes por año. Comparando este resultado con el crecimiento vegetativo anual del lugar que es 343 habitantes, se observa que se ha producido una disminución del 60.5 % del promedio de crecimiento del lugar por lo que se puede explicar que existe una emigración a los grandes centros poblados, donde ocurre el fenómeno contrario porque el aumento de población es mayor al que dá el crecimiento vegetativo, debido a la afluencia de los pequeños poblados y de la población campesina en busca de mejores condiciones de trabajo y de estudio.

b) Exámen Estadístico Matemático de la Población.-

Se basa en métodos analíticos que determinan la proyección de la población futura, aplicando cifras estadísticas, pero que no toman en cuenta los factores socio-económicos que influyen en el desarrollo de dicha población.

Para el caso de la ciudad de Paiján, son aplicables los siguientes procedimientos :

- 1° - Método de la Progresión Aritmética ó líneal.
- 2° - Método del interés simple
- 3° - Método de la Progresión geométrica
- 4° - Método Comparativo
- 5° - Tendencia demográfica según el crecimiento vegetativo.

Existen otros procedimientos matemáticos que no son aplicables en este caso, porque es necesario más de dos datos censales ya que el Censo de 1876 es muy distante y la realidad socio económica de entonces difiere mucho de la de esta época.

1° - Método de la Progresión Aritmética.-

En el cual se añade periódicamente un incremento de crecimiento constante.

Este Método considera que la población crece de acuerdo con una progresión aritmética para lo cual se utiliza la siguiente ecuación líneal :

$$P_f = P_a + r t$$

En donde :

P_f = Población futura

P_a = Población actual

r = Razón de crecimiento ó incremento de población por año.

t = Tiempo transcurrido en años.

Para la ciudad de Paiján se tiene :

<u>AÑO DEL CENSO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>INCREMENTO</u>	<u>INCREMENTO ANUAL</u>
1940	2,977		
1961	5,815	2,838	135

$$r = 135.00$$

Población para el Año 1970

$$P_{70} = 5815 + 135 \times 9 = 5815 + 1215 = 7,030$$

Población para el Año 1980

$$P_{80} = 5815 + 135 \times 19 = 5815 + 2565 = 8,380$$

Población para el Año 1990

$$P_{90} = 5815 + 135 \times 29 = 5815 + 3915 = 9,730$$

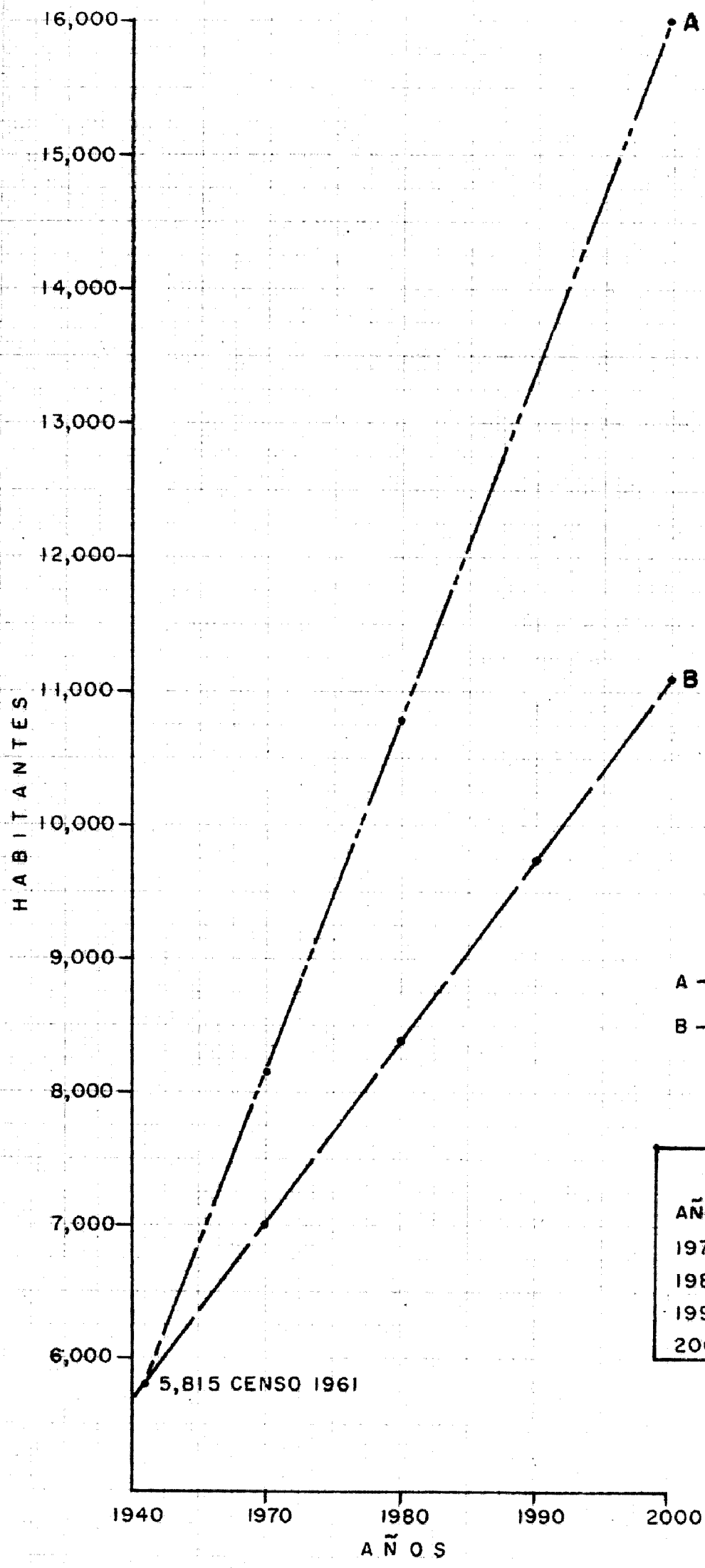
Población para el Año 2000

$$P_{2000} = 5815 + 135 \times 39 = 5815 + 5265 = 11,080$$

2° - Método del Interés Simple.-

En este Método el crecimiento de la población se asimilan a los incrementos que afectan a un capital colocado a interés simple y cuya fórmula es la siguiente :

**METODO ARITMETICO Y
METODO DE INTERES SIMPLE**



A ————— METODO ARITMETICO
B ————— METODO INTERES SIMPLE

POBLACION		
AÑOS	METODO ARITMET.	METODO INT. SIMPLE
1970	7,030	8,182
1980	8,380	10,812
1990	9,730	13,443
2000	11,080	16,073

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
PROYECTO DE GRADO
ESTUDIO DE LA POBLACION
FUTURA DE PAIJAN
MARGARITA PRETEL RADA
LAMINA No. 5

$$P_f = P_a \left(1 + \frac{r \times t}{1000} \right) \quad (1)$$

En donde :

P_f = Población futura

P_a = Población inicial

r = Tasa anual

t = Diferencia de tiempo entre P_f y P_a

<u>AÑO DEL CENSO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>r</u>	<u>PROMEDIO</u>
1940	2977		
1961	5815	45.23 ‰	

Cálculo de r.

Reemplazando en (1) los datos de población de los 2 últimos Censos se tiene que :

$$r = 45.23 \text{ ‰}$$

Población para el Año 1970

$$P_{70} = 5815 \left(1 + \frac{45.23 \times 9}{1000} \right) = 8,182$$

Población para el Año 1980

$$P_{80} = 5815 \left(1 + \frac{45.23 \times 19}{1000} \right) = 10,812$$

Población para el Año 1990

$$P_{90} = 5815 \left(1 + \frac{45.23 \times 29}{1000} \right) = 13,443$$

Población para el Año 2000

$$P_{2000} = 5815 \left(1 + \frac{45.23 \times 39}{1000} \right) = 16,073$$

3° - Método de la Proyección Geométrica.-

En este Método se considera que el crecimiento de una población es análogo al de un capital sometido a interés compuesto, se aplica a poblaciones en pleno desarrollo, generalmente este procedimiento da resultados altos.

Se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación :

$$P_f = P_a (1 + r)^t \quad (1)$$

P_f = Población futura

P_a = Población inicial

r = Tasa anual

t = Tiempo transcurrido entre P_f y P_a .

Cálculo de la Razón de Crecimiento.-

Se calculará reemplazando en (1) las poblaciones de los Censos de 1940 y 1961.

$$r = \left(\frac{P_{1961}}{P_{1940}} \right)^{1/21} - 1 = \left(\frac{5815}{2977} \right)^{1/21} - 1 = 1.0324 - 1 = 0.0324$$

Cálculo de la Población para el Año 1970

$$P_{70} = P_{61} (1 + r)^{1970 - 1961} = 5815 (1.0324)^9 = 7,748 \text{ Hab.}$$

Cálculo de la Población para el Año 1980

$$P_{80} = P_{61} (1 + r)^{1980 - 1961} = 5815 (1.0324)^{19} = 10,659 \text{ Hab.}$$

Cálculo de la Población para el Año 1990

$$P_{90} = P_{61} (1 + r)^{1990 - 1961} = 5815 (1.0324)^{29} = 14,660 \text{ Hab.}$$

Cálculo de la Población para el Año 2000

$$P_{2000} = P_{1961} (1 + r)^{2000 - 1961} = 5815 (1.0324)^{39} = 20,166 \text{ Hab}$$

4° - Método Comparativo.-

El método comparativo que consiste en dibujar el crecimiento de la ciudad que es objeto de estudio, sobre un sistema de coordenadas, de tal manera que coincida en un punto con el crecimiento de otras ciudades más desarrolladas, pero que tengan características geográficas, sociales y comerciales similares. Teniendo en cuenta la curva de crecimiento de estas poblaciones es que se proyecta para el efectivo la curva de la población considerada. Pero para este caso de Paiján, no se puede desarrollar este método que es bastante positivo, porque no se dispone de datos censales de poblaciones

similares y no es conveniente hacer comparaciones con curvas de ciudades norteamericanas u otras de gran desarrollo, ya que si coinciden en un punto, difieren totalmente en lo concerniente al medio de vida, - vías de comunicación y aspecto social y económico.

En este acápite se compararán los resultados obtenidos con aquellos que se obtengan aplicando las tasas medias anuales : nacional, rural, urbana, así como también con las tasas de la ciudad de Trujillo y del Departamento de La Libertad.

Se utilizarán las tasas constantes de crecimiento geométrico porque se adaptan mejor al ritmo de crecimiento de las poblaciones latinoamericanas en las últimas décadas y porque en general es aplicable a poblaciones en proceso de desarrollo como sucede con Paíján. No se considera el Método Aritmético porque dá resultados que no se acercan a la realidad del lugar.

INDICE DE CRECIMIENTO DE LA REPUBLICA

	POBLACION NOMINALMENTE CENSADA				INCREMENTO ENTRE CENSOS	CRECIMIENTO PORCENTUAL RESPECTO AL CENSO 1940 %	TASA MEDIA GEOMETRICA ANUAL ‰
	2/VII/1961	%	9/VI/1940	%			
TOTAL	10'319,500	100	6'518,000	100	3'801,500	58.2	22.4
RURAL	5'428,100	52.6	4'210,600	64.6	1'217,500	28.8	12.1
URBANO	4'891,400	47.4	2'307,400	35.4	2'584.000	112.0	36.3
POBLAC. EXTRANJ	66,700		62,700		4,000	0.064	

INDICE DE CRECIMIENTO DEL DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD

	POBLACION NOMINALMENTE CENSADA				INCREMENTO ENTRE CENSOS	CRECIMIENTO PORCENTUAL RESPECTO AL CENSO 1940 %	TASA MEDIA GEOMETRI CA ANUAL ‰
	2/VII/1961	%	9/VI/1940	%			
TOTAL	582,243	100	383,252	100	198,991	51.9	23.94
RURAL	339,187	58.2	264,181	68.9	75,006	28.4	12.02
URBANA	243,056	41.8	119,071	31.1	123,985	104.	33.5

INDICE DE CRECIMIENTO DE LA CIUDAD DE TRUJILLO

CENSO 1961	CENSO 1940	INCREMENTO NETRE CENSOS	CRECIMIENTO PORCENTUAL RESPECTO AL CENSO 1940 %	TASA MEDIA GEOMETRICA ANUAL ‰
100,130	38,961	61,169	157.5	46.0
<u>MISION SEURECA</u>				
PROYECTO 1ra, ATAPA 1965	A Ñ O 1980	INCREMENTO ENTRE A Ñ O S	CRECIMIENTO PORCENTUAL RESPECTO AL AÑO 1965 %	TASA MEDIA GEOMETRICA ANUAL ‰
131,800	282,500	150,700	115.0	52.36

INDICE DE CRECIMIENTO DE PAIJAN

	POBLACION NOMINALMENTE CENSADA				INCREMENTO NETRE CENSOS	CRECIMIENTO PORCENTUAL RESPECTO AL CENSO 1940 %	TASA MEDIA GEOMETRI CA ANUAL ‰
	2/VII/1961	%	9/VI/1940	%			
TOTAL	8,356	100	5,069	100	3,287	64.0	24.5
RURAL	2,541	30	2,092	41	449	21.0	10.0
URBANA	5,815	70	2,977	59	2,838	95.0	32.4

N O T A :

- Las cifras han sido extraídas de la "Dirección de Estadísticas y Censos".
- Las cifras corresponden al crecimiento vegetativo ya que la inmigración ha sido mínima.

Como se puede apreciar la tasa Media Geométrica de - Paiján, no difiere mucho de la Tasa Nacional Urbana y de la Tasa Departamental Urbana.

También se puede observar que la población de Paiján casi se ha duplicado en 21 años.

No se consideran las Tasas total y rural, tanto nacional, como urbana porque resultan menores que la tasa de Paiján.

Luego empleando la extrapolación geométrica se considerará los siguientes casos:

- a) - Que el crecimiento anual en el período considerado sea el mismo que el que se obtiene entre el período intercensal 1940 - 1961.
- b) - Que como se ha observado en muchas poblaciones peruanas y latinoamericanas en etapa de desarrollo, la población se duplique en 20 años y se triplique en 30 años.
- c) - Que siga el ritmo de crecimiento que se obtiene para la población urbana nacional (36.3 %) entre los Censos 1940 - 1961.
- d) - Como ya se ha desarrollado anteriormente en el Método de la Progresión Geométrica:

$$r = 0.0324$$

Cálculo para el Año 1969.

$$P_{1969} = P_{61} (1 + r)^{1969 - 1961} = 5815 (1.0324)^8$$

$$P_{1969} = 7,500 \text{ Hab.}$$

- b) - Considerando que se duplica en 20 años desde 1969, la tasa acumulativa anual sería :

$$(1 + r)^{20} = \frac{15,000}{7,500} = 2$$

$$r = 0.0353$$

$$P_{70} = 7,500 (1.0353)^1 = 7,765$$

$$P_{80} = 7,500 (1.0353)^{11} = 10,988$$

$$P_{90} = 7,500 (1.0353)^{21} = 15,540$$

$$P_{2000} = 7,500 (1.0353)^{31} = 21,984$$

b.2) - Considerando que la población se triplicará en un lapso de 30 años desde 1969, la tasa media acumulativa anual sería :

$$(1 + r)^{30} = \frac{22,500}{7,500} = 3$$

$$r = 0.0373$$

$$P_{70} = 7,500 (1.0373)^1 = 7,780$$

$$P_{80} = 7,500 (1.0373)^{11} = 11,220$$

$$P_{90} = 7,500 (1.0373)^{21} = 16,185$$

$$P_{2000} = 7,500 (1.0373)^{31} = 23,880$$

c) - Considerando que a partir del año 1969 siga la tasa media acumulativa del crecimiento anual de la población urbana nacional (36.3 %) para el período comprendido entre los Censos de 1940 - 1961, se tiene:

$$P_{70} = 7,500 (1.0363)^1 = 7,772$$

$$P_{80} = 7,500 (1.0363)^{11} = 11,123$$

$$P_{90} = 7,500 (1.0363)^{21} = 15,863$$

$$P_{2000} = 7,500 (1.0363)^{31} = 22,680$$

Como se puede observar los resultados son bastante aproximados.

5° Tendencia Demográfica, según el Crecimiento Vegetativo.-

Los datos demográficos de la natalidad y mortalidad nos proporciona una idea sobre la tendencia actual del crecimiento de la población.

La Municipalidad de Paiján ha proporcionado los siguientes datos :

<u>A Ñ O S</u>	<u>1956</u>	<u>1957</u>	<u>1958</u>	<u>1959</u>	<u>1960</u>	<u>1961</u>
N° de Nacimientos	423	408	427	451	519	528
N° de Defunciones	112	135	101	123	111	113
Diferencia	311	273	326	328	408	415

El crecimiento vegetativo anual promedio es 343 habitantes.

Como ya se ha observado anteriormente comparando esta cifra con el crecimiento que arroja los Censos 1940 a 1961 (135 Habitantes), se ha producido una disminución del 60.5 % del promedio de crecimiento del lugar, por lo que se explica una emigración.

Por otro lado sin considerar esta posible emigración

y teniendo en cuenta, que el futuro desarrollo de la zona favorecería las condiciones de trabajo, y por lo tanto el crecimiento de la población, se puede calcular las poblaciones futuras considerando el crecimiento vegetativo anual constante de 343 habitantes.

Aplicando el método de la progresión aritmética se tendrá :

$$P_{70} = P_{61} + 9 \times 343 = 5815 + 3,087 = 8,902$$

$$P_{80} = 5815 + 19 \times 343 = 5815 + 6,517 = 12,332$$

$$P_{90} = 5815 + 29 \times 343 = 5815 + 19,947 = 15,762$$

$$P_{2000} = 5815 + 39 \times 343 = 5815 + 13,377 = 19,192$$

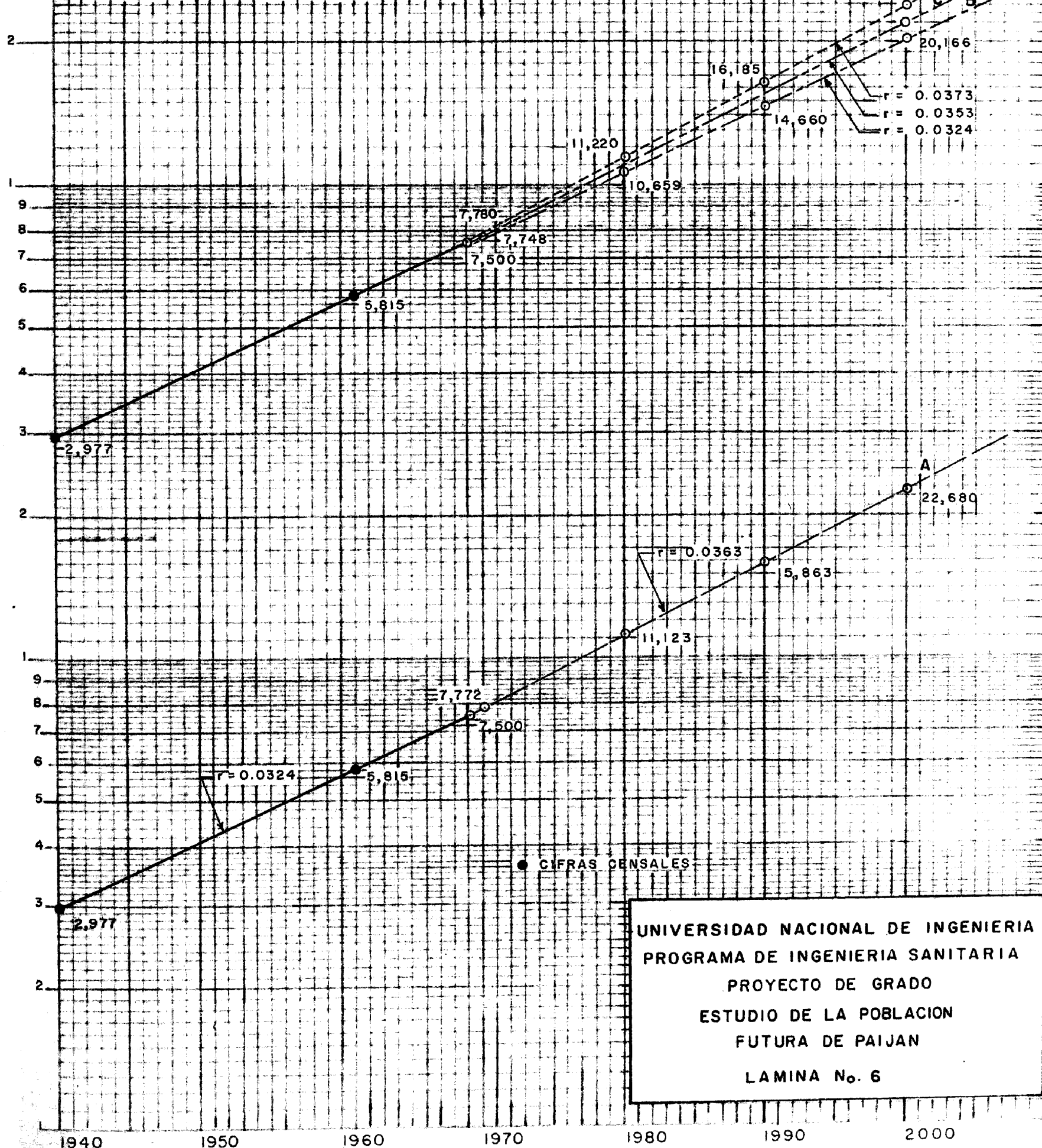
CUADRO COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

AÑOS	METODO PROGRESION ARITMETICA O LINEAL	METODO DEL INTERES SIMPLE	METODO DE LA PROGRESION GEOMETRICA TASA ANUAL 32.4 %	METODO COMPARATIVO PROYECCION GEOMETRICA			TENDENCIA DEMOGRAFICA SEGUN EL CRECIMIENTO VEGETATIVO
				Duplicada en 20 Años Tasa Anual 35.3 %	Triplicada en 30 Años Tasa Anual 37.3 %	Tasa Urbana Nacional 36.3 %	
1970	7,030	8,182	7,748	7,765	7,780	7,772	8,902
1980	8,380	10,812	10,659	10,988	11,220	11,123	12,332
1990	9,730	13,443	14,660	15,540	16,185	15,863	15,762
2000	11,080	16,073	20,166	21,984	23,880	22,680	19,192

ESTUDIO DE LA POBLACION FUTURA DE PAIJAN

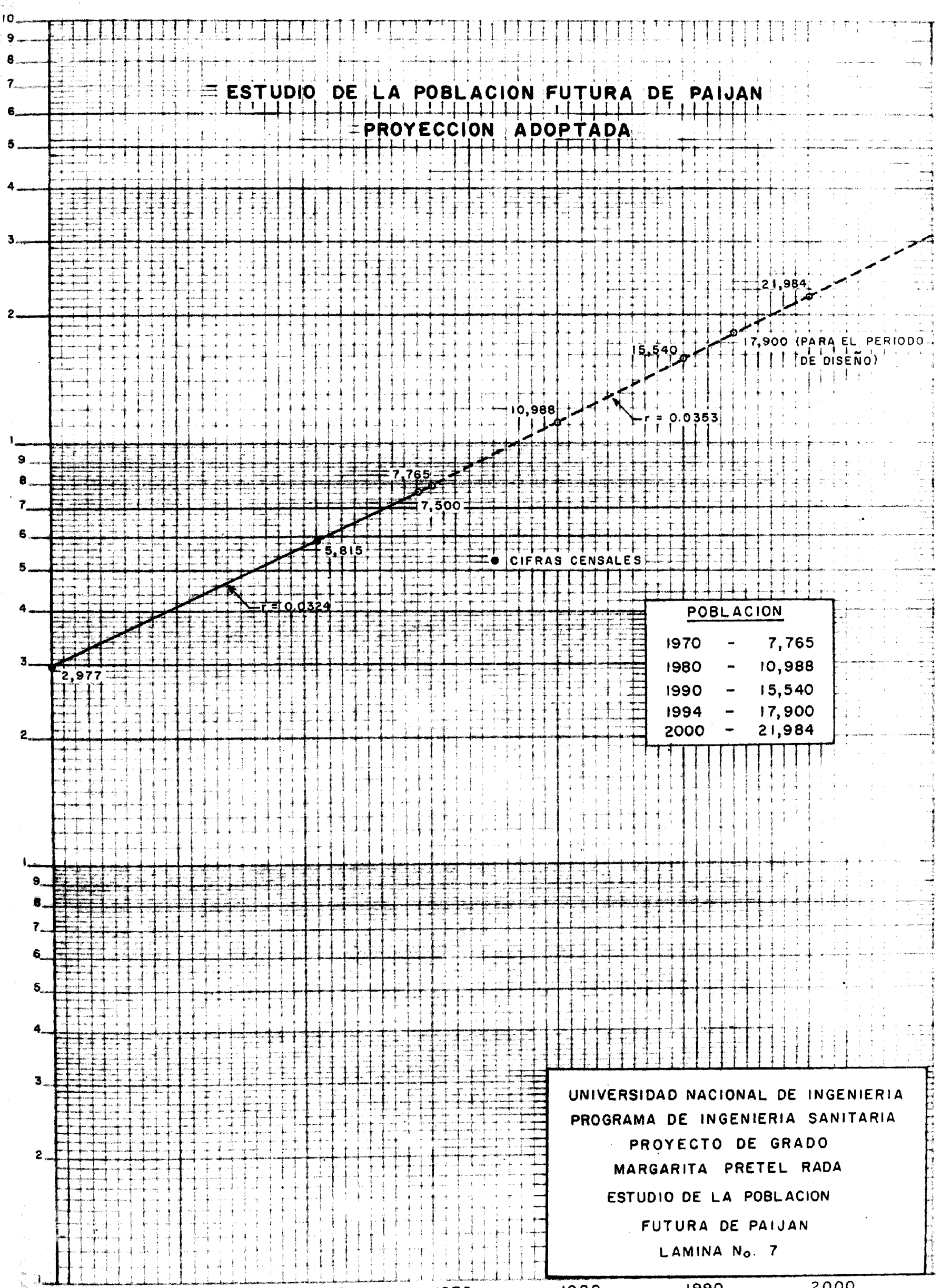
PROYECCIONES GEOMETRICAS

- CURVA A - Según el índice nacional de crecimiento de la población urbana entre los censos 1940 - 1961.
- CURVA B - Con la tasa inmediata anterior.
- CURVA C - Población duplicada en 20 años.
- CURVA D - Población triplicada en 30 años.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
 PROYECTO DE GRADO
 ESTUDIO DE LA POBLACION
 FUTURA DE PAIJAN
 LAMINA No. 6

ESTUDIO DE LA POBLACION FUTURA DE PAIJAN
 PROYECCION ADOPTADA



POBLACION	
1970	- 7,765
1980	- 10,988
1990	- 15,540
1994	- 17,900
2000	- 21,984

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
 PROYECTO DE GRADO
 MARGARITA PRETEL RADA
 ESTUDIO DE LA POBLACION
 FUTURA DE PAIJAN
 LAMINA No. 7

VII.2.- AREA DE EXPANSION - ZONA DE INFLUENCIA ECONOMICA - RECURSOS - POTENCIAL DE DESARROLLO - PROBABLE DESARROLLO FUTURO :

a) - Area de Expansión.-

En la actualidad la población urbana ocupa una extensión de aproximadamente 71 Ha. La ciudad se ha ido formando a lo largo de la Carretera Panamericana Norte a la altura del Km. 605.

La expansión futura comprende 44 Ha., ubicada hacia el Norte y Nor-Oeste, siguiendo la ruta de la Carretera Panamericana Norte. La expansión hacia Trujillo, será muy limitada porque ya se ha llegado a los terrenos de la Beneficencia aunque en muchos casos estos terrenos son ocupados por los habitantes, al Sur y S.O., estos limitan pequeños fundos particulares.

La densidad de la zona urbana se puede considerar uniforme, debido a que las pequeñas industrias existentes no están tan desarrolladas que determinen zonas de densidades muy marcadas y aunque cabe anotar que a lo largo de la Carretera Panamericana y en los alrededores de la Plaza Principal existe mayor número de tiendas comerciales. La densidad promedio actual se estima que es de 106 Hab/Ha.

N O T A : Las Area de expansión figuran en la lámina N° 9

b) - Zona de Influencia Económica.-

Paiján por su ubicación muy cercana a Trujillo, (56 Kms.), capital del Departamento y por su accesibilidad por la carretera Panamericana Norte, forma parte de la zona de influencia económica de dicha ciudad, ya que los comerciantes de Paiján van a Trujillo para abastecerse de sus artículos, materiales de construcción etc.

Por otro lado la zona de Paiján - Puerto Chicama, es agrícola por excelencia, los habitantes de Puerto Chicama acuden para proveerse de comestibles y productos de pan llevar.

Paiján dista 16,222 Km. de Puerto Chicama, la carretera es afirmada y atraviesa una topografía suave, ondulada. Esta carretera parte de la Plaza de Armas de Paiján y representa el incremento de comercio de sus productos hacia el puerto.

También la Hacienda Casa Grande, Cartavio y otras - Haciendas cercanas dan trabajo a muchos pobladores de Paiján.

c) - Recursos Naturales - Potencial de Desarrollo.-

Los recursos hidráulicos provienen de las aguas superficiales y subterráneas del valle del Río Chicama que tiene una cuenca hidrológica de 5,806 km.2, que representan el 0.45 % de la superficie total del territorio nacional. Los recursos naturales mayormente se refieren a la riqueza agrícola y ganadera.

Economicamente es de mucha importancia la influencia que ejerce la ciudad de Trujillo, Capital del Departamento, que se encuentra a 56 Kms. de Paiján.

El potencial de desarrollo de Paiján se puede apreciar tomando en cuenta los recursos de la zona y los programas de desarrollo desde el punto de vista agrícola.

Entre los programas de desarrollo nacional existen los siguientes proyectos de irrigación, que en un futuro próximo le darán auge a la zona de Paiján. Son :

- a) - Mejoramiento de la explotación de las aguas del sub-suelo del Valle del Río Chicama, con fines de irrigación, para lo cual la Corporación de Fomento y Reconstrucción de Trujillo ha contratado a una firma particular para la ejecución de los estudios, que en la actualidad se encuentran en pleno desarrollo.
- b) - Canal de irrigación Chao-Virú-Moche-Chicama-Paiján.
- c) - Proyecto de Tinajones en el Departamento de Lambayeque.

Esta obra de irrigación que comprende varias obras de gran importancia entre las que se puede mencionar el Reservorio de Tinajones con capacidad para 300 millones de m³., aprovechamiento hidroeléctrico en la cuenca del Río Chancay, mejoramiento de los Ríos Lambayeque y Reque.

Es indudable que la ejecución de éstos proyectos, harán sentir su influencia en la Zona Norte del País, mejorando la relación hombre - tierra, mediante el incremento y mejor - distribución de los ingresos, debido al aumento de la productividad, lo que promueve el desarrollo económico y social de la zona.

d) - Probable Desarrollo Futuro.-

De acuerdo a las características, geográficas, socio económicas y después de haber realizado un examen del desarrollo pasado, área de expansión, zonas de influencia económica, recursos naturales, hidráulicos, humanos y el potencial de desarrollo de la zona, tanto en presente como para el futuro, se deduce que el desarrollo futuro de la población de Paiján seguirá un ritmo de crecimiento considerable.

Por otra parte observando el cuadro comparativo de los resultados obtenidos del examen estadístico matemático se tiene :

- El Método Aritmético y el de Interés Simple, dan resultados bajos y son prácticamente para predicciones a corto tiempo ó - cuando las poblaciones tienen poca probabilidad de desarrollo; caso en el que no se encuentra Paiján. Por lo tanto se descartan estos métodos.

- Los resultados del Método Geométrico, son bastante aproximados a los resultados que se obtienen según el crecimiento vegetativo de Paiján, el que indica un crecimiento bastante ascendente.

Luego de haber analizado los factores anteriores y porque el área vital de la población tiende a extenderse al Norte y Nor-Oeste y a ambos lados de la Carretera Panamericana, además el hecho de estar cerca a Trujillo ciudad que se encuentra en pleno crecimiento con programas de desarrollo tal como un Parque Industrial, programas de desarrollo Agrícola, etc., que se extenderán a Paiján, produciendo un incremento de las fuentes de riqueza, lo que contribuirá a evitar la emigración.

Por lo expuesto el Método Geométrico es el más apropiado para la predicción de la población futura de Paiján. Cabe anotar también que el ritmo de crecimiento de las ciudades Latinoamericanas, es geométrico.

Por consiguiente se puede recomendar las siguientes tasa media anual geométrica de crecimiento para la población urbana de Paiján.

Desde el Censo de 1961 hasta 1969 - 32.4 % (Tasa media anual geométrica de Paiján entre los Censos 1940 - 1961).

Desde el año 1969 hasta el año 2,000 - 35.3 %_o (Aproximadamente la tasa geométrica promedio de los casos examinados).

Esta tasa anual acumulativa de 35.3 %_o es menor que la tasa nacional de crecimiento de período intercensal 1940 - 1961 (36.3 %_o) y mucho menor que la de la ciudad de Trujillo (46 %_o) que tiende a triplicar su población en el mismo período

Luego las poblaciones futuras con la tasa anual acumulativa de 35.3 %_o , serán las siguientes :

P_{1970}	=	7,765
P_{1980}	=	10,988
P_{1990}	=	15,540
P_{2000}	=	21,984

- - - - - 0 - - - - -

SEGUNDA PARTE

SISTEMA DE AGUA POTABLE

CAPITULO VIII

CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO;- PERIODO DE DISEÑO - POBLACION DE SERVICIO -
AREA - DISTRIBUCION DE POBLACION - DOTACION MEDIA ANUAL - CAUDALES -
VOLUMEN DE REGULACION - PRESIONES

1.- PERIODO DE DISEÑO :

El período de diseño es el tiempo para el cual se ha estimado la población futura de servicio dependiendo de los siguientes factores :

- Económico, tomando en cuenta la facilidad ó dificultad de las futuras etapas de ampliaciones, así como también de los fondos disponibles.
- Vida probable de las estructuras y equipos a utilizarse en el sistema, a fin de que puedan servir con eficiencia en ese lapso.
- Índice de crecimiento de la población, debido al incremento de industrias y de las necesidades comerciales.

- Los límites de los servicios de agua Potable y alcantarillado en las ciudades más importantes del país han sido fijados tomando como base la determinación de las áreas de expansión contempladas en el plano regulador que señala la Oficina Nacional de Planificación, que por lo general son aproximadamente hasta el año 2,000. Para el caso de Paiján no se dispone del mencionado plano por lo que no podrá aplicarse directamente por este concepto.

En nuestro país, según las normas existentes, es práctica usual diseñar sistemas de agua potable y alcantarillado para períodos comprendidos entre 20 y 30 años.

También se puede referir las experiencias de otros países latinoamericanos como : Venezuela y Colombia, " Según las Normas de Diseño para Abastecimientos de Agua en Núcleos Urbanos ", por el Ing^o Gustavo Rivas Mijares, elaboradas a base de experimentos en un buen número de ciudades Venezolanas se recomiendan los siguientes períodos económicos de diseño :

- Equipos unitarios de bombeo en las distribuciones : 10 a 15 años.
- Pozos : 15 años (y equipos con 8 a 15 años).
- Tuberías matrices : 30 años.
- Tuberías arteriales hasta 300 mm : 20 años.
- Tuberías de relleno : al límite del servicio esperado.
- Embalses : 40 a 50 años.

- Aducciones principales : 40 años
- Aducciones pequeñas : 20 a 30 años
- Plantas de Tratamiento : 20 a 30 años (sin incluir ampliaciones)

Según las Normas que rigen, el cálculo de las Tarifas para los Servicios Públicos de acueductos y alcantarillado de Colombia, para las Reservas de Depreciación, los años de vida de las estructuras y equipos es como sigue :

<u>A C T I V O S</u>	<u>AÑOS DE VIDA PROBABLE</u>
- Edificios y estructuras de concreto	50
- Tanques elevados metálicos	50
- Tuberías de presión y accesorios	30
- Redes de acueducto y alcantarillado	30
- Maquinaria y equipo	10
- Medidores	10
- Muebles y enseres	10
- Vehículos	5

Debido a las características ya mencionadas en los capítulos anteriores, para el caso de Paiján se considera aceptable adoptar un período general de diseño de 25 años y para los equipos un período de vida de 15 años. No se considera un período de diseño mayor a fin de no elevar el costo del proyecto, ya que es primordial solucionar las necesidades inmediatas como una primera etapa.

2.- POBLACION DE SERVICIO :

La población de servicio correspondiente al período de diseño fijado se establece en 17,900 habitantes para el año 1994, cifra que se ha obtenido de la curva de proyección de población para Paiján, - graficada anteriormente.

3.- AREA - DISTRIBUCION DE LA POBLACION :

La población de diseño establecida se distribuirá en un área total de 115 Ha.

Respecto a las densidades, se puede referir que los proyectos de ampliaciones y mejoramiento de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado realizados en nuestro país, para ciudades como Lima, Pisco, Chincha, Piura, Trujillo y otras, considera para las densidades los valores que estima la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo (ONPU), según el tipo de zonificación.

Paiján es una población cuyo crecimiento es de tipo horizontal, la mayor parte de las edificaciones son de 1 a 2 pisos, el movimiento comercial e industrial no es de gran intensidad. Por lo que para este caso, basándose en la zonificación que asume la O.N.P.U. para poblaciones de características similares, se considerará una densidad entre 100 y 200 Hab/Ha.

Luego la distribución será como sigue :

a) - Zona Antigua.-

Que comprende la zona central residencial - comercial en la que actualmente se ubica la población, ocupa 36 Has. (densidad aproximada 120/Hab/Has.), se supone que irá aumentando su densidad pero conservando siempre sus características urbanas.

Para el final del período de diseño se le ha asignado - una densidad de 200 habitantes/hectárea.

b) - Zona Aledaña a la Carretera Panamericana.-

Se ha desarrollado alrededor de la carretera y también es residencial - comercial pero de reciente formación, en la actualidad ocupa 35 Ha., con una densidad aproximada de 91 Hab/Has/

Para el período de diseño se considera su densidad en - 180 Hab/Ha.

c) - Zona de Expansión Futura.-

Esta zona ocupará 44 Ha. y se le ha asignado para el período de diseño una densidad de 100 Hab/Ha.

En resumen resulta :

Con la población actual :

	<u>AREA</u>	<u>DENSIDAD</u>	<u>HABT.</u>
Zona Antigua	36 Ha.	120 Hab/Ha.	4,320
Zona Carretera	35 Ha.	91 Hab/Ha.	3,185
<u>T O T A L :</u>	<u>71 Ha.</u>		<u>7,505</u>

DENSIDAD PROMEDIO : 106 Hab/Ha.

Desarrollo Futuro.-

	<u>AREA</u>	<u>DENSIDAD</u>	<u>HABIT.</u>
Zona Carretera	35 Ha.	180 Hab/Ha.	6,300
Zona Antigua	36 Ha.	200 Hab/Ha.	7,200
Expansión futura	44 Ha.	100 Hab/Ha.	4,400
<hr/>			
T O T A L :	115 Ha.		17,900
DENSIDAD PROMEDIO :	155 Hab/Ha.		

4.- DOTACION MEDIA ANUAL :

Es la cantidad de agua necesaria para el desarrollo de las actividades de una población, expresada en litros por habitante y por día, que se determina como el cociente entre el consumo medio diario de la población entre el número total de habitantes.

El agua que se suministra a una ciudad, según el uso ó empleo que se le dé, se puede clasificar en :

- Doméstico
- Comercial e Industrial
- Usos públicos
- Pérdidas y desperdicios

El consumo de agua por persona, varía según ciertos factores, entre los más importantes se puede citar :

a) - Características de la Población y su Importancia.-

A mejor estándar de vida de los pobladores, habrá aumento de los hábitos higiénicos, es así que los consumos difieren según los barrios de una población. Para el caso de Paiján es de esperar que una vez que cuentan con un buen servicio, el consumo de agua tiene que ser mayor.

b) - Condiciones Climáticas.-

El clima es un factor importante para la determinación de la cantidad de agua a utilizarse; en las zonas cálidas y costeras habrá mayor consumo de agua que en los lugares fríos, aunque por otra parte, se puede derrochar el agua en los grifos para evitar la congelación de las tuberías. Las variaciones en el estado atmosférico afectan el consumo, así como las lluvias sucesivas pueden reducir el consumo de agua. En Paiján, por lo general el clima es cálido y como las lluvias son escasas habrá mayor consumo de agua, ya que los pobladores suelen regar sus jardines ó huertas particulares con el servicio de agua, además del mayor consumo doméstico.

c) - Control y Costo del Agua.-

Cuando el agua es de buena calidad se consume en mayor cantidad y puede llegar a derrocharse, lo que se puede evitar con un control eficaz en el aspecto técnico, administrativo y económico.

La implantación de una tarifa de acuerdo a la capacidad económica de los pobladores. La utilización de medidores regula el consumo de agua y reduce el costo, pero es necesario un personal adiestrado para su mantenimiento.

En Paiján se recomienda poner medidores donde haya consumo domiciliario, pues donde no hay control se insita al desperdicio.

d) - Industrias y Comercio.-

Las Industrias tienen un gran efecto sobre el consumo total de una ciudad. El consumo doméstico es comparativamente pequeño respecto al consumo industrial, aunque muchas de ellas tienen su propia fuente de suministro de agua.

El consumo comercial depende del número de personas que laboran en una zona comercial, ya sea de Oficinas u otras negociaciones.

Para el caso de Paiján, las industrias y el comercio son muy pequeñas, por lo que se considera que no incidirá mayormente en el consumo total de la población.

e) - Pérdidas y Desperdicios.-

Estas pérdidas son debidas a fugas en la red, ocasionadas por altas presiones ó defecto de instalación. También son efecto del escape que se produce en las bombas viejas y desgastadas, y en nuestro medio a los grifos malogrados en los domicilios y a la mala

instalación de tanques de almacenamiento domiciliario. Estos desperdicios no se pueden eliminar, pero si reducir, tomando precauciones en el diseño e instalación del servicio.

f) - Usos Públicos.-

Se deja notar en grandes ciudades, no así en pequeñas ó medianas poblaciones como Paiján.

En nuestro país se han realizado estudios de consumo de agua en varias ciudades importantes, en las que de acuerdo a las investigaciones realizadas, han deducido los siguientes resultados :

- En Lima.-

Consumos Unitarios.

Entre los años 1939 y 1944, con cerca de 100 % de servicios con medidor, pero siempre con una tarifa inadecuada, los consumos oscilaban entre 192 y 218 l/h./d.

En el año 1955, con un sistema de distribución muy deficiente y con 25 % de servicios con medidor, la dotación calculada fué 348 l/h/d.

La medición de descarga del desagüe que pasa por el Interceptor Costanero, del 27 de Abril al 4 de Mayo de 1956, dió como resultado un consumo unitario de agua de 390 l/h/d. Este valor se puede interpretar como el resultado de un fuerte desperdicio, ya que el uso del agua en la noche llega a su valor mínimo .

De acuerdo a los valores registrados deducen que cerca del 45 % - del agua consumida en promedio, corresponde al desperdicio.

La observación del gasto de descarga del colector Costanero la utilizarían como una guía en lo que se refiere al consumo actual, pero sacan una conclusión de que el funcionamiento del sistema es irregular, lo que no proporciona información suficiente para establecer las variaciones de consumo en casos normales.

Luego de acuerdo a la estimación de un fuerte desperdicio existente debido a muchos factores como el que solo el 25 % de servicios cuentan con medidores, y el estudio realizado en la descarga de desagües, deducen que el consumo efectivo diario es de 200 l/h/d.

Dotación de Diseño para Lima.

Expuestas las consideraciones mencionadas, recomiendan adoptar para el diseño de la red de Lima, la cifra de 300 l/h/d. como promedio diario anual, aproximadamente para el año 2,000. Esta dotación garantizará un servicio eficiente siempre que se opera con medidores en buen funcionamiento y tarifas adecuadas.

- En el Callao.-

Según el Servicio de Agua Potable del Callao, el consumo unitario es de 325 l/h/d. en el invierno y 316 l/h/d. en verano. La diferencia anotada se debe a la insuficiencia de la fuente de abastecimiento en la época de verano.

- En Pisco.-

El gasto aparente de agua al tiempo de estudio sin tomar en cuenta los establecimientos industriales mayores, considerando el agua que llega al sistema de distribución, resulta en un gasto medio diario total de 177 lt/hab., para Pisco y San Andrés se excluye la Base Aerea.

Si se admite un consumo efectivo de 100 y 150 lt/hab./ día, con servicio directo de la red y un consumo del orden de 30 litros por persona servida por acarreo, el gasto directo aceptable debe estar alrededor de los 85 lt/hab/día, como promedio general. El resto corresponderá a usos públicos, de locales comerciales, de establecimientos industriales menores, a las pérdidas y desperdicios.

El uso industrial en los tres establecimientos mayores arrojó un gasto de 336 lt/trabajador/día, y en un gasto equivalente de 3 lt/hab/día y de 50 a 65 lt/día por conexión.

Con referencia a la producción estacional que fué deducido de las instalaciones de captación, el gasto medio diario total aparece de 155 lt/hab, para la época de menor producción entre Octubre y Diciembre, y de 234 lt/hab, para la temporada de mayor producción entre Enero y Abril.

- Dotaciones de Diseño para Pisco y San Andrés.-

Las dotaciones promedio por habitante, al final del pe

ríodo de diseño resultan :

Consumo Doméstico - Comercial	:	200	lt/día
Consumo incluyendo demanda Industrial	:	326	lt/día
Consumo total incluyendo Base Aerea	:	340	lt/día

- Chincha.-

El consumo per cápita actual ha sido calculado sobre la base del gasto promedio resultante de 65 lt/sg. asumiendo que el 100 % de la población actual (28,000 habitantes) tuviere servicio domiciliario, el consumo diario anual resultaría 200 l/h/día.

Disponiendo la ciudad de un total de 2,510 conexiones, ello significa que aproximadamente el 60 % de la población cuenta con servicios domiciliarios. Por lo tanto la dotación nominal hallada ascendería a 330 lt/hab/día, esta cifra así obtenida estaría afectada por las siguientes condiciones :

- a) - Pérdidas debidas al mal estado de los servicios domiciliarios
- b) - Pérdidas en la línea de alimentación.
- c) - Pérdidas por rebose en el reservorio.
- d) - Consumo en las industrias : vinícola, de hielo, de gaseosas, etc.

Dotación Futura.-

Ya que los 330 lt/hab/día no representa un valor muy -

cercano a la realidad, base a otras experiencias en otras localidades de características similares a Chincha, recomiendan adoptar una dotación promedio futura de 280 lt/hab/día.

<u>ZONIFICACION</u>	<u>CONSUMO UNITARIO</u>
Tipo	lt/hab/día
Multifamiliar	280
Comercio Intensivo	280
Unifamiliar	280
Industrial (pesada)	1.0 l/s/Há.
Industrial (ligera)	280 lt/hab/día
Semirústica	250 lt/hab/día

La dotación para la zona semirústica no considera caudal de riego, este se cubrirá con las aguas subterráneas.

- Piura.-

Los consumos actuales (1963) logrados por la Comisión de Estudio Integral de Saneamiento de Piura son :

Consumo por Conexiones Domiciliarias.-

Piura	:	Consumo Unitario Promedio	205	lt/hab/día
Castilla	:	Consumo Unitario Promedio	113	lt.hab/día
TOTAL CONSUMO PROMEDIO	:		182	lt/hab/día

Consumo por Piletas Públicas.-

Piura y Castilla	:	Consumo Unitario Promedio	13.70	lt/hab/día
------------------	---	---------------------------	-------	------------

La Comisión del Estudio Integral del Saneamiento de Piura, llegó a las siguientes conclusiones :

- El consumo promedio doméstico por conexiones de 182 lt/hab/día se ve afectado porque no se utilizan en su totalidad las fuentes de abastecimiento actual, no hay suficiente volumen de regulación, presión inadecuada, demanda insatisfecha.
- Considerando sólo el consumo doméstico se tiene que el 36 % de la población total, se abastecen con piletas públicas con 13.7 lt/hab/día, y el 64 % por conexiones domiciliarias con un consumo promedio de 182 lt/hab/día
- Considerando la población de Piura y Castilla y el volumen total (conexiones y piletas) 8,531 m³/día, la dotación promedio resulta 122 lt/hab/día para el consumo doméstico.

Según la producción total de las plantas de bombeo, el consumo unitario promedio es de 184 lt/hab/día, incluyendo consumo doméstico, industrial y comercial, usos públicos y pérdidas.

- Se ha planteado que el consumo doméstico y comercial corresponde al 70 %, el consumo para uso público al 10 % y el 20 % el correspondiente a pérdidas, no se considera consumo industrial por ser éste de poco desarrollo, ya que las industrias importantes tienen su propio abastecimiento.

- Por último de acuerdo con el consumo total considerado, en la actualidad, la dotación promedio resultante es 258 lt/hab/día, incluyendo el consumo doméstico por conexiones, industrial, comercial, usos públicos y desperdicios.

Dotación de Diseño.-

Las dotaciones medias anuales consideradas son :

<u>ETAPA</u>	<u>DOTACION MEDIA ANUAL</u>
Mejoramiento inmediato	250 lt/hab/día
Período hasta el año 1983	280 lt/hab/día

Para el consumo industrial y comercial de la etapa de mejoramiento inmediato han considerado el 20 % de la dotación media (50 lt/hab/día) y para la etapa correspondiente hasta 1983, el 25 % de la dotación media (70 lt/hab/día).

- Cuzco.-

Del análisis efectuado por la Comisión del Estudio Integral del Cuzco :

- a) - Por medio de una encuesta de consumidores.
- b) - Según distribución de consumos por conexiones.
- c) - Ingresos de agua al sistema.
- d) - Determinación de consumos a partir de la curva porcentual de conexiones (60 % de las conexiones de todo tipo) de la ciudad del

Guzco, para servicios con medidor de un mes tipo (Abril 1961).

De los tres primeros procedimientos llegaron a la con
clusión :

- a) El consumo promedio diario anual por persona es de 165.5 lt.
- b) La dotación promedio diario per cápita para el consumo domés
tico alcanza a 68 lts.
- c) El consumo industrial - comercial, equivale a una dotación
promedio diario per cápita de 30 lts.

La Comisión consideró estos resultados no del todo sa
tisfactorios, debido, a lo reducido de los datos.

Las conclusiones derivadas del 4to. método fueron :

- a.- Dotación promedio diario per cápita para el tipo de consumo
doméstico = 79.5 lts.
- b.- El consumo industrial - comercial, equivale a una dotación
promedio per cápita de 34 lts.
- c.- Este procedimiento permitió identificar las dotaciones para
el consumo

CATEGORIA DEL CONSUMO		PORCENTAJE EN RE LACION AL TOTAL DE CONEXIONES :
Doméstico - residencial ó de 1ra.	144 lt/h/día	15 %
Doméstico - popular ó de 2da.	56 lt/h/día	75 %
Industrial comercial	785 lt/h/día	6 %
Especial (edificios, Instituciones)	270 lt/h/día	4 %
DOTACION PROMEDIO	165.5 lt/h/día	100 %

Dotación de Diseño.-

A continuación se transcribe el Cuadro N° 22 del Estudio Integral del Cuzco, a fin de poder apreciar las dotaciones de diseño según las diferentes etapas :

CUADRO N° 22

DISTRIBUCION DE CONSUMOS EN lt/Hab/Día y Lt/sg. SEGUN PERIODOS

TIPO DE CONSUMO	A C T U A L		1963 - 1973		1973 - 1983		1983 - 1993		1993 - 20003	
	L/H (l/s)	%	L/H (l/s)	%	L/H (l/s)	%	L/H (l/s)	%	L/H (l/s)	%
DOMEST.	79.5 (72)	48	87 (107)	48	91 (145)	48	96 (193)	48	101 (248)	48
COMERC. INDUST.	35.0 (31)	21	18 (22.3)	10	19 (30.5)	10	20 (40)	10	21 (52)	10
			21 (26.7)	12	22 (36.5)	12	24 (48)	12	25 (62.0)	12
PUBLICO	18.0 (17)	11	27 (33.5)	15	19 (45.5)	15	30 (60.5)	15	31.5 (77.5)	15
PERDIDAS Y DESPERD.	33.0 (30)	20	27 (33.5)	15	29 (45.5)	15	30 (60.5)	15	31.5 (77.5)	15
TOTAL Lt/Hab / Día.	165.5	100	180	100	190	100	200	100	210	100
GASTO Lt/Seg.	150		223		303		402		517	

- Trujillo. -

Dotación de Diseño. -

Han considerado una dotación promedio de 225 lt/hab/día.

- Arequipa. -

En los Estudios de Saneamiento Integral de Arequipa Metropolitana (1959), se publica el siguiente Cuadro :

CUADRO N° 16

CAUDALES PROMEDIO ANUALES DE LA PLANTA

A Ñ O S	PROMEDIO	MAXIMO	MINIMO
1953	154 lts/seg.	164	138
1954	148 lts/seg.	157	142
1955	148 lts/seg.	165	126
1956	153.8 lts/seg.	164	142
1957	151.8 lts/seg.	156.3	142.8

Según las hojas de variación horaria de gastos registrados en la planta, no ha habido practicamente fluctuaciones de caudal durante el día y la noche respectivamente. Por consiguiente los valores máximos que figuran en el Cuadro N° 16, representan los caudales empleados durante el día y los mínimos, los utilizados durante la noche. Los caudales promedios han sido obtenidos de los records anuales de la

planta. Para el período 1953 - 1954, en que se hizo las determinaciones de pH, consideran los siguientes caudales :

Promedio - 150 lt/seg.

Máximo - 160 lt/seg.

Mínimo - correspondiente al gasto promedio nocturno 140 lt/seg.

En consecuencia la Comisión de Estudios Integrales deduce que el gasto máximo - maximorum es el 280 % del gasto promedio diario anual, para un abastecimiento normal sin medidores.

Consideran para el consumo promedio diario anual 290 lts/pers. para Arequipa Metropolitana. Para ciudades aledañas 250 lts/hab/día, que es una cifra standarizada por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias (Ministerio de Vivienda), para ciudades en proceso de formación y de características similares.

La Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda, considera dotaciones urbanas de 300 lts/hab/día, para algunas ciudades principales y 250 a 200 lts/hab/día, para ciudades medianas y menores, con poca ó nula actividad industrial, considera las siguientes dotaciones :

Consumo de Agua, Litros por día (mínimo por categoría).

	P O B L A C I O N		
	DE 2000 a 5000	DE 5000 a 15000	MAS DE 15,000
Habitante (*)	100 - 150	150 - 200	Más de 200
Hoteles por habita ción.	300	380	380
Hospitales, por cama.	450	550	680
Comerciales e In dustriales.	Depende de la Empresa y los procesos que empleen (Todos los valores son pro visorios).		

NOTA (*)

El consumo por habitante es de 30 lt/día, con piletas públi
cas, pudiendo llegar a 60 l/p/s. con lavaderos públicos.

La Dirección de Saneamiento del Ministerio de Salud pa
ra poblaciones rurales menores de 2,000 habitantes, con un sistema -
mixto, considera :

- a) - Poblaciones hasta 500 hab. - 60 lt/hab/día.
- b) - Poblaciones entre 500 - 1000 hab. 60 - 80 lt/hab/día.
- c) - Poblaciones entre 1000 - 2000 hab. 80 - 100 lt/hab/día.

A continuación se cita los consumos de algunas ciuda -
des americanas que figuran en el Cuadro N° 17 del Estudio Integral de
Lima.

CUADRO N° 17

CONSUMO DE CIUDADES AMERICANAS QUE CUENTAN
CON ALTO PORCENTAJE DE SERVICIOS CON MEDIDOR

C I U D A D	POBLACION EN MILES	l.p.h.p.d.	A Ñ O	% DE SERVICIOS CON MEDIDOR
NICARAGUA	120	200	1947	100
MARACAIBO	180	210	1949	100
SAN JUAN	390	290	1949	100
CALI	243	246	1951	80
VALPARAISO	203	247	1947	100
AVELLANEDA (ARGENTINA)	800	175	1948	100
ROSARIO (ARGENTINA)	700	150	1948	100
MENDOZA (ARGENTINA)	200	200	1948	100
MONTEVIDEO	750	110	1945	100
BOGOTA	500	183	1949	90
BOGOTA	2,200	300	2000	Proyecto

En Venezuela, según las "Normas para Diseño y Construcción de Acueductos para pequeñas poblaciones" se tiene :

<u>TIPO DE SERVICIO</u>	<u>DOTACION</u>
Para Abastecimiento por piletas	150 lt/hab/día
Para servicios de conexiones domiciliarias sin medidores.	250 lt/hab/día
Para servicios de conexiones domiciliarias con medidores.	200 lt/hab/día

También se puede citar que las investigaciones - hechas por el Ing^o Gustavo Rivas Mijares, sobre consumos de agua en 10 ciudades de Venezuela, (entre 11,000 y 438,000 habitantes) dieron como resultado consumos medios diarios (promedio anuales Q_p) para el caso de población total servida 162.3 lt/hab/día, y para poblaciones servidas directamente con conexiones domiciliarias 256.3 lt/hab/día.

Pero más adelante propone una cifra de 200 lt / hab/ día, y 300 lt/ hab/ día, que cubrirán prudentemente el rango de variaciones. Además trató de encontrar la relación entre las dotaciones y la magnitud de las poblaciones, al respecto en general admite que el consumo unitario tiende a aumentar con el aumento de población hasta un límite de estabilización, posiblemente situado entre los 200 y 500 mil habitantes.

Para la ciudad de Cúcuta - Colombia, se cita como referencia el siguiente Cuadro ;

TIPO DE CONSUMO	1960		1990	
	110,004 lts/hab	Hab. %	374,800 lts/hab	Hab. %
DOMESTICO	120	44	145	48
COMERCIAL	20	7	25	8
INDUSTRIAL	10	4	35	12
OFICIAL Y PUBLICO	50	19	50	17
PERDIDAS	70	26	45	15
T O T A L ;	270	100	300	100

No es conveniente comparar las dotaciones de ciudades norteamericanas, porque la realidad socio - económica de ellas difieren completamente de las nuestras. Pero para fines de ilustración se tiene :

- Según Babbit y Doland " WATER SUPPLY ENGINEERING "

U S O	DOTACION PROMEDIO l/hab/día	PORCENTAJE DEL TOTAL
DOMESTICO	140	34
INDUSTRIAL COMERCIAL	159	38
PUBLICOS	42	10
PERDIDAS Y DESPERDICIOS	75	18
T O T A L ;	416	100

Para usos domésticos en viviendas en las zonas de New York, New Jersey, N. Inglaterra - 98 a 168 lt/hab/día

Para poblaciones mayores de 20,000 habitantes recomiendan una dotación media de 416 lt/hab/día.

- Turneure - Russel - " PUBLIC WATER SUPPLIES "

U S O	LITROS / HAB / DIA		
	MINIMO	maximo	PROMEDIO
DOMESTICO	76	227	152
COMERCIAL - INDUSTRIAL	38	227	131
PUBLICO	19	57	38
PERDIDAS	38	152	95
T O T A L :	171	663	416

<u>Para consumo doméstico</u>	:	<u>lts/hab/día</u>
Departamentos		235
Viviendas de 1ra. Clase	:	205
Viviendas de Clase Media	:	130
Viviendas de Clase Baja	:	57

- W. A. HARDENBERGH - " WATER SUPPLY AND PURIFICATION ", presenta un promedio de las dotaciones para varias ciudades de los Estados Unidos. Igual a 257 lt/hab/día (68 gal/hab/día.

- FAIR Y GAYER - " WATER SUPPLY AND WASTE WATER DISPOSAL ", recomienda valores entre 152 lt/hab/día y 870 lt/hab/día.
- ERNEST W. STEEL - " ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLA DO ", recomienda de 100 a 300 lt/hab/día, siendo los valores - más altos para grandes residencias con extensos jardines.
- CALVIN VICTOR DAVIS - " MANUAL DE HIDRAULICA APLICADA ", in dican desde 60 lt/hab/día, para comunidades residenciales, hasta 200 lt/hab/día, para zonas residenciales de alta categoría.
- JOSE DE ACEVEDO NETTO - " MANUAL DE HIDRAULICA ", indica que en los EE. UU. prevalecen consumos mínimos de 57 lt/hab/día, medios de 132 lt/hab/día, y máximos de 189 lt/hab/día.
- Por otra parte la O.P.S., en " Seminario para Diseños de Abasteci miento de Agua ", recomienda la adopción de una cifra aproximada de 150 lt/hab/día, como promedio diario para poblaciones media nas y pequeñas.

Esta cifra se podría aplicar aún a grandes ciudades, con adecuada operación, mantenimiento y siempre que para casos de incendio no se use las especificaciones Norteamericanas y que mediante el pla neamiento de desarrollo de la población se localiza la industria á centros de gran consumo en lugares que puedan ser abastecidos independientemente ó sin incidir mayormente en el sistema normal

de distribución.

DOTACION MEDIA ANUAL ADOPTADA PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE
AGUA POTABLE DE PAIJAN :

En base a las fuentes de información ya mencionadas, a las características de la población de Paiján, y a factores de clima y seguridad (ya que en un comienzo es probable que la instalación de medidores sea escasa y por tanto los desperdicios serán mayores), se ha asumido dentro de las normas establecidas en nuestro País, una dotación media anual de 200 lt/hab/día.

De las referencias sobre ciudades de nuestro país con características similares a Paiján, se puede asumir :

- Consumo doméstico :		
65 % del consumo total	:	130 lt/hab/día
- Consumo comercial :		
15 % del consumo total	:	30 lt/hab/día
- Consumo público :		
10 % del consumo total	:	20 lt/hab/día
- Pérdidas :		
10 % del consumo total	:	20 lt/hab/día
<u>CONSUMO TOTAL</u>	:	<u>200 lt/hab/día</u>

5.- VARIACIONES DE CONSUMO :

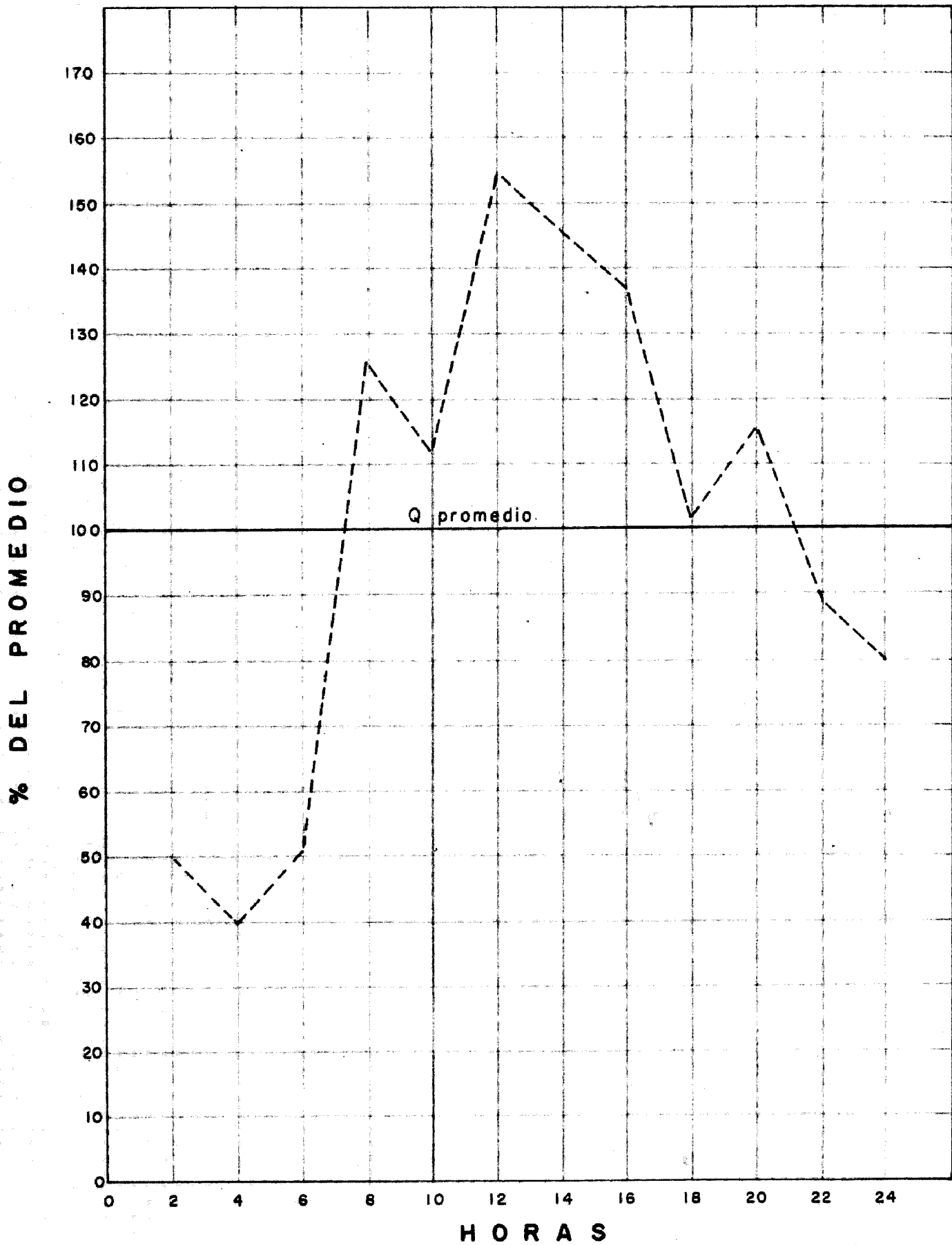
Estas variaciones dependen del clima, de las estaciones del año, del grado de las actividades y de los hábitos de la población.

Para obtener el consumo promedio del día de máximo consumo ó sea del " Máximo Diario " y la hora de máximo consumo en el día de máximo consumo que es el "máximo horario", se tendría que registrar el consumo de la población en el transcurso de todo el año, esto sería posible sólo en lugares donde se cuenta con servicios bien administrados y con personal idoneo para este tipo de investigaciones, que no es el caso de la ciudad de Paiján.

En nuestras poblaciones y en especial en aquellas ubicadas en la costa, el día de máximo consumo se presenta en los días de verano, ya que el calor obliga a un mayor consumo de agua.

Las variaciones horarias de máximo consumo, depende de las costumbres de los pobladores y de las actividades que desarrollen estos; en pequeñas poblaciones estas variaciones alcanzan valores más elevados que en grandes ciudades, debido a la uniformidad de costumbres, presentándose un consumo muy pequeño en las noches para aumentar intempestivamente en horas de la mañana, coincidiendo con la hora de levantarse hasta la hora del desayuno (7 - 8 a.m.), la segunda variación se presenta el medio día hasta las 12 pm (hora del almuerzo) y por último a la hora de la comida entre 6 - 7

**VARIACIONES HORARIAS
(DEL DIA MAXIMO)**



----- CIUDADES RURALES PERUANAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA SANITARIA
PROYECTO DE GRADO

MARGARITA PRETEL RADA

LAMINA No. 10

p.m., luego desciende hasta completarse el ciclo.

Para tener una idea de la variación de la demanda en el día de máximo consumo se asumirán los valores considerados para ciudades de nuestro medio de características similares a Paiján con los que se obtiene :

<u>HORAS</u>	<u>PORCENTAJE</u>
2	50
4	40
6	51
8	125
10	111
12	155
14	146
16	136
18	102
20	115
22	89
24	80

El gráfico de estas variaciones se encuentra en la lámina N° 10.

A continuación se transcribe las variaciones de consumo utilizadas en el diseño de los sistemas de abastecimiento de agua en algunas ciudades del País.

CIUDAD	HORA DE MINIMO CONSUMO % DEL CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL	MAXIMO DIARIO % DEL CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL	MAXIMO HORARIO % DEL CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL
AREQUIPA	30	130	215
PISCO	40	130 (Residencial Comercial)	227.5 (Residencial Comercial)
PIURA	40	130	260
CHINCHA	40	120	167
LIMA	40	130	260
CUSCO		120	180
TRUJILLO		135	150

Por otra parte para el medio rural según las Normas Generales para Proyectos de Abastecimiento de Agua Potable del Ministerio de Salud, (Abril 1966), recomienda para el consumo diario 120 % del consumo promedio diario anual, y para el máximo horario :

- Poblaciones hasta 1000 habitantes, el 400 % del consumo promedio diario anual.
- Poblaciones entre 1000 y 2000 habitantes, el 300 % del consumo promedio diario anual.

Según las Normas provisionales para Proyectos de Agua Potable

y alcantarillado del Ministerio de Vivienda (antes Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento) se tiene :

- Máximo diario varía de 1.3 a 1.5
- Máximo horario varía de 1.5 a 1.8

Población :

Mayor de 15,000	:	1.5
de 5,000 a		
15,000	:	1.65
de 2,000 a	:	
5,000		1.80

También se puede mencionar que en el " Seminario sobre Diseño de Abastecimiento de Agua " de la O.P.S. - 1964, recomienda :

- a) Máximo diario a promedio diario anual :
 - Climas templados : 1.4 a 1.6
 - Climas cálidos y húmedos : 1.2 a 1.4
 - Climas de regiones áridas: 1.8 a 2

- b) Máximo horario referido al promedio diario anual de 2. a 2.5, excepto en regiones desarrolladas donde puede ser aún mayor. En estas regiones el valor estaría más relacionado con el área servida que con la población.

Según lo expuesto y dado a las condiciones climatológicas y características socio-económicas de Paiján, se considera apropiado - adoptar para el dimensionamiento de la red de Agua Potable, las siguientes variaciones de consumo :

- Gasto Máximo Diario : 130 % del gasto promedio diario anual.
- Gasto Máximo Horario : 200 % del gasto promedio diario anual,
lo que corresponde a 155 % del día -
máximo.

6.- CAUDALES :

Luego se obtiene los siguientes caudales :

TRAMO	AREA HAS.	POBLACION HABITANT.	DOTACION LT/ HAB/ DIA	Q PROM LT/SEG	Q MAXIMO DIARIO LT/SEG .	Q MAXIMO HORARIO LTS / SEG
1	4.8	960	200	2.2	2.9	4.4
2	7.6	1516	200	3.6	4.7	7.2
3	9.5	1724	200	4.0	5.2	8.0
4	13.6	1688	200	3.9	5.1	7.8
5	7.6	1498	200	3.5	4.5	7.0
6	4.6	920	200	2.1	2.7	4.2
7	3.4	660	200	1.5	2.0	3.0
8	13.1	2066	200	4.8	6.2	9.6
9	12.2	1350	200	3.2	4.2	6.4
10	16.6	1732	200	4.0	5.2	8.0
11	10.2	1836	200	4.2	5.5	8.4
12	5.7	922	200	2.1	2.7	4.2
13	6.1	1028	200	2.4	3.1	4.8
TOTAL:	115.0	17900		41.5	54.0	83.0

7.- ALMACENAMIENTO :

Las necesidades de almacenamiento a fin de que una población

pueda tener un aprovisionamiento normal de agua, puede clasificarse:

1.- Almacenamiento de Regulación.-

Es la cantidad de agua que deberá almacenarse para abastecer el consumo de la población en momentos en que la demanda es superior al suministro promedio diario.

Este volumen se determina para abastecer en forma normal en el día de máximo consumo, por lo que se realiza el cómputo de las variaciones horarias para este día con el objeto de cubrir los instantes en que se llega al máximo horario.

Se puede establecer este volumen a partir de la curva de variaciones horarias de consumo de una población de características similares a la población en estudio.

2.- Almacenamiento de Reserva.-

Es el volumen que se considera para abastecer a la población en caso de anomalías en el servicio, como fallas mecánicas en el equipo de bombeo ó interrupción del fluido eléctrico.

De las experiencias obtenidas en nuestro país para este tipo de poblaciones, por entidades como el Ministerio de Vivienda, se considera que un almacenamiento de 2 horas del consumo promedio diario, es un volumen de reserva apropiado, pa

ra que en este tiempo se puedan realizar reparaciones que no fueran de gran magnitud; un tiempo mayor resultaría antieconómico.

3.- Almacenamiento para Incendio.-

Se determina teniendo en cuenta los métodos de control de siniestros en cada caso y el riesgo de incendio local. Según las Normas de Diseño vigentes, en nuestro país, para ciudades pequeñas (menos de 2,000 habitantes), se considera innecesario y antieconómico proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios a no ser que hayan factores que lo justifiquen.

En casos en que sea necesario la protección contra incendios, en las ciudades grandes se recomienda considerar el uso simultáneo de 2 grifos para las zonas de viviendas, y de 4 grifos para las zonas industriales y comerciales. Los hidrantes se consideran para descargar un caudal mínimo de 15 l/sg. a una distancia máxima de 150 m. del punto de siniestro.

Para el Proyecto de Primera Etapa de Mejora del Servicio de Agua Potable de Trujillo, han considerado para incendio una reserva equivalente a la alimentación de 2 bocas de incendio de 15 l/sg., en cada una funcionando simultáneamente durante 4 horas.

Por otra parte según las Normas de Diseño y

Construcción de Acueductos para pequeñas poblaciones por H. L. Koller, y G. Rivas Mijares, Revista de A.I.D.I.S., recomienda para casos de incendio dos grifos de 15 lt/sg. cada uno, durante dos horas.

Las "Normas de Diseño para Abastecimiento de Agua en Núcleos Urbanos", por G. Rivas Mijares, a base de investigaciones realizadas en varias ciudades Venezolanas, recomiendan :

Los puntos más desfavorables de la red, para análisis con demandas de 180 % del gasto medio simultáneamente con el de (o de los) incendios que más adelante se fijan, no deberán acusar presiones menores a 20 metros en zonas residenciales y a 25 metros en zonas comerciales é industriales.

Para los incendios se usarán :

10 lts/seg. (4 horas de duración), en zonas residenciales unifamiliares de viviendas aisladas.

16 lts/seg. (4 horas de duración), en zonas comerciales ó mixtas con 120 % de áreas de construcciones aisladas ó unifamiliares continuas.

32 lts/seg. (6 horas de duración), en zonas industriales, de comercio ó de viviendas con áreas de construcción ma

yores al 120 % del área de ubicación y en áreas de reuniones publicas (cines y teatros, iglesias, etc). En ciudades hasta de 200,000 habitantes se consideró un solo incendio a la máxima demanda.

En ciudades de más de 200,000 habitantes, se consideran dos incendios simultáneos, uno de 10 lts/seg. y otro de 32 lts/seg.

Para el caso de Paiján, por tratarse de una ciudad con bajo índice de siniestros, las construcciones en su mayor porcentaje son viviendas unifamiliares, se puede decir que es una ciudad más ó menos pequeña, por lo que se considera que el volumen para combatir incendios será el que corresponde al abastecimiento de dos grifos de 15 lts/seg. cada uno, con 2 horas de duración.

La capacidad mínima de los reservorios, según las Normas Provisionales de la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda (Abril 1966), será la que resulte mayor de :

- 50 % del consumo medio diario.
- La reserva calculada para incendio, más 25 % del volumen correspondiente al consumo medio diario (cuando las redes se diseñan considerando caudales de incendio).

Para poblaciones menores de 2,000 habitantes

según las Normas del Plan Nacional de Agua Potable Rural, se tiene :

- Para reservorios de regulación será 25 % al 30 % del volumen de consumo promedio diario anual.
- En sistemas de bombeo con reservorio elevado el volumen de regulación será del 15 % al 20 % del volumen promedio diario anual, considerando 8 a 10 horas de bombeo.

Para el presente Proyecto la capacidad del reservorio será calculada más adelante, de acuerdo a la fuente de abastecimiento y se determina en el capítulo de Obras Proyectadas.

8.- PRESIONES :

La red se diseñará de modo que no se presenten cargas hidráulicas menores de 14 m. en cualquier punto de ella lo que asegura el normal abastecimiento de casas hasta de dos pisos. Las cargas estáticas máximas no sobrepasarán de 50 metros.

Estos límites están dentro de las Normas vigentes en el país para este tipo de poblaciones.

C A P I T U L O IX

RECURSOS ACRIFEROS - ASPECTOS GEOLOGICOS E HIDROLOGICOS :

GENERALIDADES.-

Paiján esta situado al Oeste del Valle del Río Chicama, ubicado en el Departamento de La Libertad, entre los paralelos $07^{\circ} 20'$ y $07^{\circ} 54'$ de Latitud Sur y los meridianos $78^{\circ} 17'$ y $79^{\circ} 18'$ de Longitud Oeste. (Lámina N° 11).

Los recursos acuíferos disponibles para el suministro de agua potable de la ciudad de Paiján son :

- a) - Aguas Superficiales
- b) - Aguas del Subsuelo

a) - Aguas Superficiales.-

Las fuentes de aguas superficiales consisten del Río Chicama y el sistema de canales de regadío derivados del mismo. (Lámina N°. 12)

Río Chicama.-

- Origen.- El Río Chicama nace en las alturas de Canibamba, recibe las aguas de varios afluentes y desemboca en el Océano Pacífico en el lugar llamado Nepen.

- Cuenca.- Limita por el Norte con la cuenca del Río Jequetepeque, - por el Sur con la cuenca del Río Moche, por el Este con la provincia de Cajabamba, por el Oeste con el litoral peruano.

Tiene un área de 5,806 km²., que representa aproximadamente al 0.45 % de la superficie total del territorio nacional.

Su forma es casi rectangular. Su mayor ancho es de Este a Oeste, es de 105 Km., su mayor largo es de Norte a Sur, de 56 Kms.

La variación orográfica de este cuenca produce una diferencia climática entre la parte baja costanera, de clima cálido y húmedo y la parte alta de clima frío y seco.

El sistema hidrográfico se encuentra formado por los siguientes Ríos :

- Río Callacullan
- Río Sacamaca
- Río Caña Brava
- Río Callangas
- Río Pinchadai (a partir de Chuquilanqui se denomina Río Chicama).
- Río San Jorge
- Río San Felipe
- Río Machasen
- Río Palmira

- Río Santa Ana
- Río San Benito
- Río Quirripano.

Las poblaciones más importantes que están ubicadas en esta cuenca son :

- Huaranchal.
- Ascope.
- Compino.
- Lucma.
- Paiján.
- Chicama.

- Recorrido.- El Río Chicama tiene una dirección Este - Oeste, hasta cerca de la Hacienda Pampas de Hawaii, toma luego una dirección nordeste, a partir de la localidad de Compartición, donde recibe el aporte de los Ríos Seco, Santa Ana y San Benito, su curso es de nordeste a suroeste, hasta su desembocadura en el mar, recibe en su trayecto por ambas márgenes pequeños aportes de agua provenientes de las Quebradas Mal Alma y Santa Ana. La longitud aproximada del Río Chicama es de 164 Kms.

- Hidrología.- Las aguas superficiales que trae el Río Chicama son utilizadas en gran parte para las tierras de cultivo. Las aguas subterráneas suplementan el riego de las aguas superficiales. Los cultivos

vos más importantes de la zona son : caña de azúcar, pan llevar, maiz y arroz.

- Régimen.- Como todos los ríos de la costa el Río Chicama tiene un régimen irregular, con períodos cortos de avenidas y períodos largos de vaciantes. Los valores de descargas mensuales registrados desde el año 1911 a 1960, aparecen en las láminas Nos. 13, 14, 15, y 16.

Según los datos que registra el Ministerio de Agricultura - Dirección de Agua de Regadío, las descargas a partir del año 1961, es como sigue :

RESUMEN ANUAL :

A Ñ O 1961 :

Masa Total	:	470'430,203	m3.
Suma	:	5,444.794	m3/seg.
Media	:	14.918	m3/seg.
Máxima	:	106.796	m3/seg. (21 de Marzo)
Mínima	:	2.379	m3/seg. (21 de Agosto, 4 Setiembre)

A Ñ O 1962

Masa Total	:	999'684,461	m3.
Suma	:	11,570.422	m3/seg.
Media	:	31.699	m3/seg.

A Ñ O 1962

Máxima : 203,530 m3/seg. (9 de Febrero)
Mínima : 2,093 m3/seg. (24 de Setiembre)

A Ñ O 1963

Masa Total : 575'912,678 m3.
Suma : 6,665.656 m3/seg.
Media : 18.263 m3/seg.
Máxima : 180.762 m3/seg. (7 de Abril) Máximo
Mínima : 1.714 m3/seg. (6 de Enero) Maximorum

A Ñ O 1964

Masa Total : 769'067,134 m3
Suma : 8,901.240 m3/seg.
Media : 24,320 m3/seg.
Máxima : 163,071 m3/seg. (2 de Abril)
Mínima : 2,800 m3/seg. (21 Setiembre al 17 Diciembre)

A Ñ O 1965

Masa Total : 731'529,620 m3.
Suma : 8,466.778 m3/seg.
Media : 23,196 m3/seg.
Máxima : 203,503 m3/seg. (21 de Marzo)
Mínima : 2.224 m3/seg. (3 de Diciembre)

A Ñ O 1966

Masa Total	:	370'205,684	m3.
Suma	:	4,284.788	m3/seg.
Media	:	11.739	m3/seg.
Máxima	:	86.565	m3/seg. (3 de Marzo)
Mínima	:	1.504	m3/seg. (26 de Diciembre)

A Ñ O 1967

		<u>ENERO</u>	<u>FEBRERO</u>	<u>MARZO</u>
Suma	:	888.580	3,757.716	4,636.749
Media	:	28.664	134.204	149.573
Máxima	:	138.003	304.958	279.668
Mínima	:	2.707	43.622	46.122
		<u>ABRIL</u>	<u>MAYO</u>	<u>JUNIO</u>
Suma	:	861.221	515.856	285.157
Media	:	28.707	16.640	9.505
Máxima	:	58.755	27.518	12.644
Mínima	:	21.054	13.125	6.992

A Ñ O 1967

	<u>JULIO</u>	<u>AGOSTO</u>	<u>SETIEMBRE</u>	<u>OCTUBRE</u>
Suma :	207.808	133.680	91.104	189.432
Media :	6.703	4.312	3.037	6.111
Máxima :	8.768	5.664	3.664	10.672
Mínima :	5.909	3.664	2.560	2.656

- Las Precipitaciones.- En la cuenca del Río Chicama según observaciones de los años 1945 a 1960, es como sigue :

Mes de más alta evaporación diaria media : Enero

Mes de más baja evaporación diaria media : Julio

Respecto a las lluvias se tiene :

Año más lluvioso 1958, con 9.5 mm.

Año más seco 1951, con 0.0 mm

Media de los meses más lluviosos : Enero, Febrero, Marzo y Abril, con 0.8 mm.

Media de los meses menos lluviosos : Mayo, Julio, Agosto y Noviembre, con 0.0 mm.

Mes de mayor lluvia registrada : Abril de 1946.

Lluvia media anual : 3.8 mm.

ESTACION: SALINAR

RIO: CHICAMA

DESCARGA MINIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

AÑO	Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
1911	4.32	12.10	11.56	14.24	6.38	3.76	2.61	2.10	1.39	1.90	1.82	2.62	64.80
1912	3.26	1.44	13.33	18.21	6.38	4.05	3.31	2.09	1.74	1.75	1.75	6.76	64.07
1913	9.04	59.00	14.67	18.21	7.66	10.91	3.31	3.92	2.64	1.64	3.31	1.68	135.99
1914	3.70	7.86	14.67	18.21	22.18	10.91	5.71	3.92	34.30	26.62	4.27	4.74	157.09
1915	116.99	116.99	27.26	18.21	16.05	9.34	5.71	3.92	34.30	27.65	4.27	4.74	385.43
1916	126.72	769.54	27.26	18.21	16.05	9.34	6.72	4.72	3.34	3.34	3.34	2.51	991.09
1917	25.15	30.80	28.25	—	18.40	10.45	7.90	5.10	5.10	6.70	9.10	7.90	—
1918	64.00	46.00	39.25	28.35	25.32	10.00	8.96	6.33	5.68	5.29	4.92	5.36	249.46
1919	3.60	17.80	44.60	45.50	18.35	11.35	7.60	5.40	4.50	4.20	5.10	6.40	174.40
1920	11.11	16.22	53.43	87.50	14.62	10.24	7.00	5.14	4.36	3.74	4.26	3.91	221.53
1921	9.51	16.22	79.16	37.35	16.64	8.50	7.09	5.40	4.31	3.64	2.50	3.35	193.67
1922	20.95	46.27	67.88	60.86	20.41	11.40	7.86	5.56	4.43	2.62	2.22	1.63	252.09
1923	16.01	36.44	52.68	35.48	13.46	7.75	6.13	4.06	3.31	2.65	2.60	2.20	182.77
1924	2.06	2.25	11.40	30.04	9.04	6.85	4.77	2.90	2.86	2.73	1.97	1.54	78.41
1925	1.38	48.96	57.26	150.48	60.72	17.04	9.80	9.80	9.46	5.55	10.34	20.28	401.07
1926	8.82	85.65	125.38	49.87	26.26	13.71	10.99	7.72	5.73	5.23	5.33	3.08	347.77
1927	21.54	29.88	71.47	40.67	21.48	10.80	8.54	6.11	5.74	5.52	10.84	6.74	239.33
1928	5.53	12.75	36.41	54.31	21.89	14.02	8.87	7.29	5.72	4.35	3.95	3.63	178.72
1929	7.81	5.41	76.69	35.75	13.18	9.48	6.81	5.27	4.74	4.58	4.90	3.84	183.46
1930	8.95	11.21	15.67	36.54	12.77	8.68	4.71	3.50	3.32	2.11	2.11	1.84	111.41
1931	1.34	4.13	14.63	35.34	11.56	7.70	5.41	4.03	3.77	3.39	2.13	2.94	96.37
1932	8.89	28.16	32.68	51.06	30.93	13.60	7.74	5.63	4.43	3.25	6.79	8.28	201.44
1933	32.43	75.67	189.17	51.67	21.21	15.32	9.02	7.11	5.40	5.33	3.17	3.50	419.00
1934	2.69	32.35	70.92	150.62	19.90	12.20	9.10	5.52	4.60	4.39	3.82	2.94	319.05
1935	5.16	3.23	19.38	39.59	12.51	9.35	6.64	5.57	3.23	3.55	5.10	4.78	118.14
1936	37.52	23.94	25.19	36.38	28.61	9.78	6.95	4.39	3.68	4.86	3.04	1.82	186.16
1937	2.50	3.21	3.89	17.08	5.17	4.31	2.87	1.82	1.56	1.96	2.30	4.75	51.43
1938	3.74	9.65	42.25	57.72	17.69	10.59	7.55	5.24	4.70	4.11	2.68	1.96	167.88
1939	5.75	13.67	50.17	47.53	24.28	12.67	8.51	6.26	5.42	4.49	3.88	3.95	186.58
1940	17.52	21.16	29.68	54.88	24.58	8.91	8.02	5.69	5.58	7.61	5.02	5.49	194.14
1941	6.20	23.71	79.78	39.03	24.46	11.71	7.36	4.75	4.22	2.38	2.22	1.96	207.78
1942	4.10	12.62	14.11	22.79	11.82	5.67	4.05	2.67	2.08	1.74	1.30	0.77	83.72
1943	1.11	12.87	34.25	57.18	17.53	11.21	6.92	4.72	3.72	3.79	2.59	4.90	160.79
1944	5.19	13.69	129.11	33.38	13.77	8.85	6.60	5.63	3.17	2.36	1.95	2.41	226.11
1945	3.58	28.29	9.59	28.90	9.59	7.41	5.86	4.32	3.40	2.78	2.78	2.36	195.35
1946	20.39	39.19	19.04	35.79	19.04	8.38	5.60	3.80	3.15	3.08	3.91	3.25	182.72
1947	4.18	15.65	17.59	24.70	17.59	10.72	5.20	2.98	3.56	3.02	3.41	3.07	110.47
1948	38.54	13.97	12.56	16.98	12.56	8.96	5.94	3.76	2.84	3.80	7.20	2.80	141.36
1949	2.56	3.20	12.91	45.45	12.91	9.33	6.41	4.22	2.65	2.60	2.56	1.06	159.86
1950	1.06	1.06	6.74	16.83	6.74	4.59	2.93	1.80	1.19	1.00	1.10	1.00	50.19
1951	2.38	6.74	3.76	11.64	3.76	2.66	1.25	1.13	0.53	0.52	1.80	2.66	50.17
1952	22.54	20.52	12.64	43.44	12.64	7.27	5.12	2.93	2.65	2.09	1.19	2.09	149.51
1953	6.47	58.76	18.55	63.66	18.55	12.14	7.79	4.86	4.31	3.47	3.76	3.20	273.13
1954	2.93	15.89	10.13	17.08	10.13	6.20	4.04	2.49	1.97	1.97	3.53	2.49	89.27
1955	5.72	11.15	12.93	25.53	12.93	8.58	5.94	4.04	3.76	2.93	2.65	2.38	115.62
1956	1.79	25.04	15.09	65.82	15.09	8.88	7.27	4.59	3.64	5.67	1.79	1.37	211.35
1957	1.37	10.13	20.05	76.50	20.05	11.15	7.53	5.67	4.59	3.20	4.04	2.38	197.78
1958	7.79	8.06	13.62	26.04	13.62	6.47	5.40	3.47	2.65	2.38	1.00	1.31	109.20
1959	1.19	2.21	14.10	41.06	14.10	8.32	5.13	3.76	2.38	2.65	2.38	2.09	106.33
1960	5.94	13.62	13.62	18.30	13.62	6.47	5.13	3.20	2.38	2.38	2.09	2.09	93.77
Media	14.66	38.49	44.56	41.80	16.88	9.36	6.35	4.53	4.96	4.37	3.60	3.72	16.10

RIO: CUCAMA

DESCARGA MAXIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

AÑO	Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL.
1911	7.95	32.00	88.00	14.24	13.45	5.74	3.54	2.74	2.10	3.50	3.96	8.77	185.99
1912	5.71	8.53	88.00	20.51	13.45	4.96	3.81	3.01	3.21	3.01	6.01	20.29	180.50
1913	38.00	59.00	14.67	18.21	22.48	15.40	7.87	5.71	3.33	3.31	6.01	17.09	210.78
1914	13.06	24.00	27.26	18.21	22.18	10.91	5.71	3.92	50.69	40.96	4.27	4.74	225.91
1915	682.18	769.54	27.26	18.21	30.50	15.34	8.24	3.92	34.30	27.65	4.27	4.74	1,626.15
1916	126.72	769.54	27.26	18.21	16.05	9.34	9.34	6.72	5.23	8.24	14.88	34.00	1,045.53
1917	98.60	107.00	149.20	—	64.00	18.40	10.45	8.30	10.00	12.80	19.05	43.75	—
1918	64.00	106.90	124.70	97.70	25.32	13.64	8.96	8.20	9.57	14.25	12.92	23.32	509.43
1919	41.00	500.00	123.00	218.00	56.00	17.80	11.35	7.60	5.40	9.20	17.25	48.20	1,054.89
1920	77.64	369.00	94.30	122.90	36.12	14.60	10.24	7.00	5.98	9.35	10.03	33.28	790.44
1921	47.49	368.80	316.06	137.80	37.46	16.34	8.95	7.04	5.62	7.59	7.31	36.54	997.00
1922	46.80	175.56	182.18	128.39	56.98	20.19	11.29	8.08	5.76	6.44	6.74	35.29	683.79
1923	44.55	94.75	199.26	156.84	34.81	12.59	7.79	6.05	4.82	4.57	5.39	4.12	575.54
1924	6.17	8.55	151.13	89.33	55.44	16.62	8.37	4.77	6.42	5.25	5.06	4.99	362.10
1925	66.40	112.04	530.00	380.48	270.48	59.34	20.23	15.23	11.36	12.63	27.53	72.00	1,577.72
1926	73.95	233.65	237.08	183.98	98.38	27.32	14.17	10.99	9.77	6.12	11.18	20.34	926.93
1927	84.69	162.64	180.64	92.77	40.07	22.23	11.85	8.28	9.74	52.53	30.54	12.09	708.07
1928	28.90	85.97	189.31	127.11	66.31	21.89	14.02	9.20	7.39	9.28	8.49	10.42	578.29
1929	19.44	100.19	180.33	152.33	34.75	14.08	10.70	6.79	5.88	15.75	14.98	25.82	581.04
1930	17.20	130.02	123.99	159.39	43.61	12.17	6.96	4.80	4.05	5.86	3.36	7.80	519.21
1931	40.16	31.10	203.72	82.90	41.88	11.34	7.90	5.41	5.74	7.46	4.16	37.22	478.99
1932	55.26	206.37	210.06	228.89	122.40	21.63	15.85	7.74	7.91	8.03	13.50	90.26	987.90
1933	111.26	301.17	1,441.17	325.17	44.17	20.91	12.17	8.83	9.49	9.09	6.14	8.10	2,297.67
1934	53.75	143.45	554.00	387.54	147.10	20.28	12.00	9.25	5.58	13.74	5.46	7.00	1,359.15
1935	9.22	20.34	310.75	112.68	40.56	12.51	9.19	6.50	5.57	6.68	30.77	131.42	696.19
1936	270.77	77.67	146.59	125.53	174.94	25.03	8.91	7.14	6.92	8.85	6.15	4.45	862.95
1937	7.19	13.07	75.81	76.97	16.30	5.63	4.66	2.87	3.27	8.19	10.13	45.62	269.71
1938	21.23	228.67	165.57	153.42	56.20	16.53	9.68	8.25	6.40	6.94	4.23	17.28	694.40
1939	25.19	118.89	204.12	251.40	63.85	23.36	14.01	14.01	21.40	20.50	6.49	44.77	807.99
1940	63.61	98.88	303.06	164.12	74.07	24.89	9.50	8.30	13.80	14.07	7.58	10.22	792.10
1941	123.07	375.14	675.14	127.17	82.00	20.06	11.72	7.68	5.07	4.41	4.30	20.27	1,456.03
1942	40.71	90.00	53.17	58.82	68.43	12.49	5.62	3.80	3.03	3.43	3.84	5.11	348.45
1943	14.76	238.37	276.65	433.44	55.05	21.83	12.55	6.72	4.71	11.53	13.03	28.27	1,116.91
1944	23.12	151.11	274.63	181.63	51.74	13.77	8.84	6.53	5.80	5.13	2.97	9.51	734.78
1945	86.56	140.08	197.72	170.98	30.83	9.57	7.21	5.60	4.32	4.61	8.93	13.98	680.35
1946	87.07	121.91	144.65	92.61	63.42	18.44	8.22	5.60	3.98	11.00	12.38	25.29	594.97
1947	37.31	74.65	98.77	124.75	61.23	17.36	10.01	5.42	8.21	12.19	34.74	53.23	537.97
1948	159.12	153.62	138.58	130.62	31.68	16.47	8.58	6.20	3.68	36.03	66.34	8.42	759.34
1949	5.40	142.60	236.41	238.41	43.29	12.95	9.10	6.42	4.22	6.20	7.53	2.41	714.94
1950	5.40	48.35	48.16	62.31	30.01	6.74	4.59	2.93	1.80	1.68	4.86	15.59	232.42
1951	25.04	37.04	56.21	35.02	10.64	4.04	2.93	1.50	1.00	9.10	21.06	76.50	280.08
1952	76.50	152.50	175.31	124.56	36.72	11.64	7.53	4.89	3.20	3.20	2.09	9.10	607.24
1953	116.95	203.15	210.22	225.52	62.42	18.06	12.14	7.80	5.94	5.94	22.05	22.05	912.24
1954	71.41	56.21	153.20	30.01	17.58	9.88	5.67	4.04	2.93	9.10	19.05	13.12	392.20
1955	76.50	122.89	206.72	90.02	37.04	19.55	8.32	5.94	7.00	12.14	5.13	11.15	602.40
1956	157.54	218.67	256.44	152.98	56.26	14.59	8.88	7.00	4.86	12.14	5.72	2.65	897.73
1957	17.56	178.25	272.45	203.53	111.87	19.55	11.89	7.53	5.94	5.67	10.13	16.09	860.46
1958	66.32	101.72	163.07	81.50	63.81	13.62	6.47	5.40	3.76	5.40	3.20	4.86	519.13
1959	3.20	138.00	242.22	169.30	71.41	13.12	8.58	5.40	3.76	11.15	11.64	22.05	699.83
1960	86.58	101.72	203.56	106.80	25.04	13.12	6.47	5.13	4.31	3.76	4.86	5.67	566.99
Media	70.56	166.07	215.04	140.88	56.59	16.36	9.26	6.56	7.48	10.71	11.55	24.59	61.30

RIO: CHICAMA

DESCARGA MEDIA EN METROS CUBICOS/SEG.

AÑO	Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
1911	5.67	16.94	25.58	14.24	9.40	4.78	3.05	4.30	1.80	2.28	2.51	4.30	94.85
1912	4.22	5.92	20.15	20.05	11.44	4.69	3.47	2.67	2.81	2.33	3.83	14.13	95.71
1913	25.27	59.00	14.67	18.21	9.54	12.99	5.87	4.68	3.02	2.12	3.86	3.96	163.19
1914	9.25	14.95	25.64	18.21	22.18	10.91	5.71	3.92	40.39	36.61	4.27	4.74	196.78
1915	440.92	569.72	27.26	18.21	20.79	12.21	5.79	3.92	34.30	27.65	4.27	4.74	1,169.78
1916	126.71	76.95	27.26	18.21	16.05	16.05	9.34	7.58	4.06	4.92	7.29	8.41	322.63
1917	46.80	51.75	64.40	--	36.90	13.70	9.45	6.44	6.24	9.20	10.80	16.40	--
1918	64.06	68.45	70.68	47.91	25.32	11.52	8.96	7.05	6.78	8.24	7.24	9.04	335.19
1919	13.70	68.90	68.80	83.73	30.70	14.26	9.24	6.48	4.93	6.25	8.04	22.65	337.63
1920	36.24	34.26	72.01	102.94	21.99	12.66	8.17	5.53	5.65	5.31	5.84	8.89	368.89
1921	17.83	84.06	144.00	82.65	25.62	11.99	7.86	5.95	4.76	5.13	4.11	11.44	405.40
1922	30.34	110.66	109.05	95.84	30.93	15.17	9.05	6.26	5.04	3.67	3.69	8.79	428.49
1923	32.29	50.07	100.92	87.81	20.88	10.29	6.98	5.29	3.77	3.60	3.40	3.34	328.64
1924	3.91	3.61	65.15	53.77	24.60	10.30	6.60	3.93	4.03	3.72	2.98	2.97	185.57
1925	12.81	84.65	305.81	270.21	108.98	36.37	16.72	12.60	9.96	8.68	15.11	18.94	900.84
1926	19.39	166.05	168.04	130.74	72.34	18.91	12.61	9.17	7.34	5.60	5.96	5.48	621.63
1927	45.62	71.78	114.64	55.33	30.06	15.21	9.98	6.75	7.28	18.27	17.32	8.72	400.96
1928	10.62	26.58	92.92	79.56	38.85	17.04	10.97	8.12	6.39	6.66	4.78	6.54	309.03
1929	11.93	16.01	127.73	73.38	19.54	11.80	7.89	6.11	5.35	7.24	6.75	14.63	308.36
1930	11.42	43.22	59.11	58.52	24.13	9.72	5.48	4.30	3.78	3.54	2.73	3.56	229.51
1931	11.68	8.31	51.82	55.04	22.57	9.54	6.27	4.58	4.43	4.22	3.15	9.89	191.50
1932	36.31	87.53	79.67	117.15	57.02	16.16	11.01	6.68	5.43	5.04	9.02	32.43	457.45
1933	70.04	157.12	470.17	165.05	29.14	17.27	10.41	7.97	6.64	6.40	4.46	4.34	949.01
1934	14.79	74.83	277.80	244.77	48.66	16.70	10.37	8.02	5.17	5.71	4.57	4.20	715.59
1935	6.31	10.02	104.61	61.71	22.46	10.82	7.54	5.85	4.09	4.63	10.89	44.28	293.21
1936	75.71	37.57	47.22	70.80	61.50	15.41	7.88	6.24	5.00	5.87	4.72	2.59	340.51
1937	4.27	7.96	34.99	26.76	9.12	4.74	3.74	2.31	2.30	4.01	5.97	14.32	120.49
1938	9.69	51.48	104.51	97.97	30.27	12.67	8.46	6.69	5.29	4.90	3.32	4.42	339.67
1939	14.37	51.13	116.53	118.58	41.23	17.38	11.02	8.61	16.26	10.73	4.87	12.27	416.93
1940	26.02	43.31	109.59	93.97	40.18	16.72	8.44	7.43	7.27	9.88	6.36	6.58	375.75
1941	30.91	95.46	205.91	90.47	45.45	15.18	9.22	5.66	4.51	3.43	3.32	6.52	516.04
1942	10.59	29.97	27.38	33.00	30.40	8.49	4.72	3.33	2.47	2.36	2.12	1.92	156.75
1943	5.34	119.55	130.16	158.13	32.20	16.16	9.67	5.60	4.16	5.98	4.39	10.66	502.00
1944	11.40	97.53	176.21	78.45	27.84	11.54	7.44	6.18	4.55	3.74	2.26	4.93	432.12
1945	22.82	80.89	152.54	95.00	17.32	8.40	6.44	5.17	3.64	3.46	5.12	8.09	408.89
1946	39.58	75.99	98.86	57.90	33.55	11.41	6.78	4.72	3.33	6.07	8.31	8.59	355.09
1947	14.72	36.54	39.46	61.28	30.85	12.49	7.26	4.34	4.95	6.24	8.05	12.87	239.05
1948	93.26	44.40	72.26	58.64	21.41	11.77	6.96	4.61	3.17	12.89	17.45	4.76	351.58
1949	3.77	33.50	141.05	121.12	24.19	11.90	7.96	5.20	3.60	3.25	4.58	1.55	361.67
1950	2.24	14.55	20.90	30.70	12.34	5.37	3.62	2.36	1.47	1.33	2.31	4.07	101.26
1951	8.62	20.16	22.80	19.68	7.20	3.52	2.02	1.30	6.75	1.41	7.47	17.96	112.89
1952	35.78	38.79	81.15	80.95	20.50	9.40	6.07	4.07	2.87	2.59	1.62	4.35	288.14
1953	35.91	136.39	129.78	121.48	33.01	15.30	9.64	6.14	5.12	4.30	7.58	9.92	514.57
1954	29.42	28.13	64.58	20.90	14.14	7.47	4.82	3.26	2.46	4.98	8.66	3.50	192.32
1955	24.50	61.36	87.08	42.37	18.79	12.07	7.04	4.69	4.84	4.97	3.39	5.10	276.20
1956	17.84	79.06	132.33	96.06	25.78	11.16	7.96	5.66	4.17	3.74	3.26	1.99	394.01
1957	4.79	45.16	139.93	122.36	51.23	14.58	8.97	6.25	5.31	4.21	6.70	5.52	415.01
1958	19.29	30.35	96.92	43.94	22.38	8.87	5.85	4.31	3.33	3.83	1.80	2.01	242.88
1959	1.76	20.79	96.94	75.12	37.52	10.64	6.31	4.36	3.00	4.57	6.23	11.08	278.37
1960	24.34	40.73	68.62	43.57	19.22	8.68	5.81	3.73	3.17	3.13	2.96	2.66	226.62
Media	33.38	66.64	101.71	78.21	29.75	12.45	7.66	5.53	5.88	6.48	5.79	8.90	30.20

ESTACION: SALINAR

RIO: CHICAMA

VOLUMEN MENSUAL EN MILES DE METROS CUBICOS

AÑO	Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
1911	15,190	40,983	68,534	36,910	25,171	12,378	8,161	6,489	4,660	6,104	6,494	17,515	242,589
1912	11,298	14,988	53,972	51,974	30,635	12,167	9,262	7,144	7,284	6,236	9,927	37,841	252,728
1913	67,671	142,733	39,297	47,200	25,545	33,670	15,714	12,548	7,823	5,692	10,015	10,611	418,519
1914	24,767	36,157	68,672	47,200	59,418	28,284	15,299	10,499	104,684	98,059	11,068	12,685	516,792
1915	1'180,955	1'378,275	73,024	47,200	55,690	31,639	15,517	10,500	88,916	74,052	11,068	12,685	2'979,521
1916	339,407	1'928,149	73,024	47,200	42,988	24,220	20,305	14,431	10,555	13,172	18,907	22,532	2'554,896
1917	120,369	126,835	145,422	47,200	49,394	38,006	27,661	18,524	18,360	25,194	26,322	36,190	679,477
1918	171,418	165,586	189,311	124,194	67,812	29,870	23,998	18,873	17,566	22,076	18,779	24,216	873,699
1919	36,719	184,218	177,928	233,768	87,723	37,802	24,851	17,415	13,535	15,858	16,596	56,525	902,938
1920	97,073	203,852	192,861	266,812	58,886	32,819	21,879	14,812	13,079	14,222	15,132	23,092	954,519
1921	47,746	203,355	385,725	214,220	68,597	31,078	21,068	15,426	12,338	13,293	10,678	30,645	1'054,176
1922	81,357	267,705	292,086	248,410	82,839	39,324	24,252	16,776	13,055	9,826	9,571	23,542	1'108,743
1923	86,488	121,134	270,315	227,607	55,931	26,671	18,687	14,161	9,762	9,643	8,820	8,958	858,177
1924	10,476	8,742	174,501	140,795	65,893	26,693	17,675	10,533	10,439	9,974	7,719	7,951	491,396
1925	34,310	204,786	1'125,508	700,393	291,890	92,612	44,770	33,740	25,823	23,258	39,168	50,717	2'666,975
1926	51,939	401,716	450,068	347,526	193,750	49,014	33,772	24,555	19,030	14,999	15,448	14,679	1'616,497
1927	132,291	171,910	307,052	143,681	80,502	39,425	26,742	18,070	18,874	48,939	44,901	23,361	1'055,748
1928	28,308	66,176	248,881	206,230	104,062	44,175	29,389	21,820	16,558	17,807	12,394	17,512	813,312
1929	32,045	38,724	342,106	190,189	52,406	30,605	21,140	16,361	13,873	19,406	17,488	39,188	813,531
1930	30,584	104,726	158,316	151,673	64,634	25,200	14,689	11,515	9,788	9,184	7,084	9,530	596,923
1931	31,278	20,108	138,791	147,419	60,446	24,743	16,802	12,278	11,487	11,303	8,155	26,502	509,312
1932	81,189	219,323	213,383	313,968	152,769	41,885	29,489	17,900	13,832	13,511	23,542	86,852	1'207,443
1933	187,601	380,104	1'259,301	427,815	78,060	44,753	27,886	21,359	17,217	17,163	11,541	11,616	2'481,416
1934	39,612	181,024	744,237	634,451	130,340	43,297	27,766	20,839	13,405	15,297	11,837	11,156	1'873,261
1935	16,902	24,248	280,194	159,944	60,149	28,038	20,187	15,665	10,604	12,407	28,234	118,596	775,168
1936	202,795	92,399	129,610	183,499	164,734	39,934	21,107	16,714	12,970	15,726	12,234	6,937	898,659
1937	11,442	19,270	94,056	69,355	24,401	12,295	10,012	6,178	5,975	10,743	14,598	38,375	316,700
1938	23,267	124,530	279,913	253,945	81,070	32,848	22,668	17,912	13,723	13,133	8,617	11,828	883,453
1939	33,495	123,705	312,113	307,375	110,432	45,060	29,514	23,067	26,584	28,740	12,633	43,573	1'101,291
1940	69,698	108,527	294,211	243,582	107,628	43,333	22,595	19,914	18,843	26,462	16,482	17,595	989,875
1941	82,795	230,928	551,512	234,508	121,732	39,351	24,683	15,517	11,703	9,200	8,593	17,457	1'347,979
1942	28,364	72,507	73,328	85,530	81,427	22,014	12,639	8,909	6,402	6,333	5,482	5,145	408,080
1943	14,293	289,216	348,624	409,876	86,255	41,884	25,554	15,440	10,769	16,375	11,367	28,557	1'298,210
1944	30,571	244,372	471,970	203,154	74,557	29,914	19,922	16,554	11,793	10,013	5,862	13,330	1'132,012
1945	61,125	195,697	408,579	246,236	46,388	21,777	17,245	13,858	9,430	9,283	13,282	21,679	1'064,579
1946	106,026	183,834	264,786	150,091	88,788	29,579	18,164	12,655	8,621	16,250	21,551	23,004	923,349
1947	39,442	88,406	105,703	158,825	82,632	32,376	19,455	11,643	12,837	16,726	20,875	34,465	623,385
1948	249,891	112,236	193,540	151,984	57,340	30,502	18,641	12,350	8,211	34,518	45,232	12,739	926,074
1949	10,102	81,049	377,795	313,943	64,790	30,860	21,314	13,916	9,342	8,792	11,884	4,164	947,862
1950	6,006	35,194	55,985	79,570	33,049	13,930	9,706	6,329	3,803	3,576	5,996	10,986	264,130
1951	23,077	48,775	61,070	51,005	19,293	9,126	5,399	3,495	1,934	3,781	19,367	48,115	294,437
1952	95,822	97,183	217,347	209,821	54,906	24,353	16,266	10,506	7,449	6,936	4,208	11,645	756,842
1953	96,168	329,948	347,609	314,887	88,418	39,649	25,825	16,445	13,276	11,513	19,658	26,571	1'329,967
1954	78,798	68,040	172,973	54,165	37,871	19,363	12,908	8,750	6,375	13,526	22,449	9,385	504,603
1955	65,622	148,448	233,222	109,827	50,318	31,286	18,853	12,562	12,533	13,312	8,784	13,661	718,428
1956	47,790	198,080	354,433	248,998	69,051	28,920	21,307	15,152	10,821	23,422	8,450	5,327	1'031,752
1957	12,841	109,260	374,796	317,161	137,205	37,789	24,035	16,748	13,760	11,279	17,370	14,784	1'087,928
1958	51,663	73,427	259,594	113,885	59,930	22,996	15,669	11,546	8,623	10,256	4,667	5,387	637,643
1959	4,728	50,290	259,653	194,706	100,502	27,592	16,903	11,665	7,769	12,230	16,286	29,664	731,988
1960	65,178	102,056	183,892	112,934	51,487	22,498	15,557	9,998	8,211	8,390	7,685	7,121	594,917
Media	89,458	197,239	277,974	200,453	78,795	31,952	20,458	14,607	15,286	17,342	14,890	23,804	81,855

Debido a que en el valle no hay precipitaciones pluviales de importancia hidrológica los recursos acuíferos están constituidos por las aguas superficiales del Río Chicama y por las infiltraciones de las mismas distribuidas en las formaciones acuíferas presentes en la zona.

b) - Aguas Subterráneas.-

Generalidades.- Las aguas subterráneas provienen de la migración de las infiltraciones de las aguas superficiales del Río Chicama, sistema de canales y aplicación de riego.

El examen relativo a la disponibilidad de las aguas de subsuelo está referido básicamente a la zona de Paiján y alrededores, aunque también se cuenta con estudios recientes efectuados por la Firma TAHAL (WATER PLANMING) Ltda. por cuenta del Fondo Nacional de Desarrollo Económico.

Aguas Subterráneas en la Zona de Paiján.-

Respecto a las aguas subterráneas de Paiján, el Fondo Nacional de Desarrollo Económico, auspició la perforación de 33 pozos tubulares para fines de irrigación, los que fueron ejecutados por la Hacienda Casa Grande.

Estos pozos están ubicados en la zona denominada La Arenita (Lámina N° 174), aproximadamente a 5 Kms. al Norte de la Ciudad

de Paiján y a 1 Km. al Oeste de la Carretera Panamericana.

Diecisiete (17) de estos pozos bordean un canal de riego que limita la zona por el Este y se denomina "Sección A", los 16 restantes bordean otro canal de riego que limita la zona por el lado Oeste y que se denomina "Sección B".

La zona de influencia se estima en 3.000 Ha. comprendidas entre la Hacienda Macabi y La Arenita, en dirección al Puerto Chicama, la que irriga en los 6 meses de estiaje.

Las características de dichos pozos se describe a continuación en el Cuadro N° 1 (LAMINA N° 18).

Los niveles estáticos en la Sección A, están entre 1.60 m. y 4.75 mts., y en la B, entre 0.60 m. y 4.60 mts.

Se tiene información que han sido probados en época de estiaje, Setiembre, Octubre y Noviembre, no conociéndose el rendimiento con bombeo simultáneo y prolongado de todos los pozos.

En la Sección "B", del Cuadro N° 1, segunda columna, se encuentran los caudales que pueden obtenerse con bombeo tal que se llegue a conseguir las depresiones adicionales consideradas en la primera columna; en la tercera columna se encuentran las alturas de bombeo y las potencias requeridas para anotar las bombas respectivas, habiéndose adoptado estos datos para el cálculo y selección de los

POZOS TUBULARES DE PAIJAN:

A) Resultados de las Pruebas Individuales realizadas en la época de estiaje Set/Oct/Nov. según datos de la Hacienda Casa Grande.

B) Resultados que se calcula obtener con bombeo de mayor caudal y potencia que es necesaria.

SECCION B.-

POZO	PROFUNDI DAD m.	N I V E L		DEPRE SION. m.	CAUDAL lps.	DEPRESION ADICIONAL	NUEVO CAUDAL	ALTURA TOTAL CONSIDERANDO 1 m. sobre terr.	BOMBA HP RPM	HP INSTA LADOS
		ESTATICO m.	DINAMICO							
1 B	12.45	4.60	5.75 3.5	1.15	33	+ 2.00	60 lps 216 m3/h	8.75	8.0 - 1450	10.
2 B	8.10	2.35	5.45 2.0	3.10	20	+ -----	72 m3/h	6.45	3.0 - 1450	5.
3 B	9.00	2.15	7.50	5.35	(9)	Anulado	---	---	---	---
4 B	12.00	2.30	3.40 1.80	1.10	32	+ 2.60	234 m3/h	7.00	10.0 - 1450	10.
5 B	9.80	1.70	3.25 1.50	1.55	24	+ 3.00	180 m3/h	7.25	7.0 - 1450	10.
6 B	9.45	1.30	3.30 1.10	2.00	24	+ 3.00	162 m3/h	7.30	7.0 - 1750	7.5
7 B	No sirve	---	---	---	---	+ Anulado	---	---	---	---
8 B	10.30	1.00	4.50 0.80	3.50	24	+ 1.00	100.8 m3/h	6.50	3.5 - 1450	5.
9 B	9.00	1.35	4.50 1.20	3.15	24	+ 1.00	100.8 m3/h	6.50	3.5 - 1450	5.
10 B	10.50	1.60	4.00 1.40	2.40	33	+ 1.50	144 m3/h	6.50	5.0 - 1600	5.
11 B	9.00	1.55	6.00 1.35	4.45	28	+ 1.50	126 m3/h	7.50	5.0 - 1600	5.
12 B	10.00	0.60	3.60 0.50	3.00	16	+ 2.40	97.2 m3/h	7.00	4.0 - 1450	5.
13 B	No sirve	---	---	---	---	Anulado	---	---	---	---
14 B	9.00	0.85	7.00 0.60	6.15	20	-----	(20) 72 m3/h	8.00	3.5 - 1450	5.
15 B	9.00	0.80	7.20	6.40	(7)	Anulado	---	---	---	---
16 B	8.60	0.80	6.90 0.60	6.10	16	-----	(16) 576 m3/h	7.90	2.5 - 1450	5.
					827		1300 lts/seg. Rend. Total		198.00 HP	

POZOS TUBULARES DE PAIJAN

A) Resultados de las Pruebas Individuales realizadas en la época de estiaje Set/Oct/Nov. según datos de la Hacienda Casa Grande.

B) Resultados que se calcula obtener con bombeo de mayor caudal y potencia que es necesaria

S E C C I O N A.-

POZO	PROFUNDIDAD	N I V E L		DEPRE SION.	CAUDAL lps	DEPRESION ADICIONAL	NUEVO CAUDAL	ALTURA TOTAL CONSIDERANDO 1 m.sobre terr.	BOMBA HP RPM.	HP INSTA LADOS
		ESTATICO	DINAMICO							
1 A	10.50 m.	3.50 m.	5.20	1.70 m	28	+ 2.00 m.	40 lps. 144 m3/h	8.20	6.5-1750	7.5
2 a	10.70	3.70	5.20	1.50	25	+ 2.00	42 151.2 m3/h	8.20	7.5-1750	10.
3 A	12.00	2.10	4.50	2.40	33	+ 2.50	55 155 m3/h	8.00	8.5-1450	10.
4 A	10.80	2.10	4.70	2.60	25	+ 2.40	40 144 m3/h	8.10	6.5-1750	7.5
5 A	14.70	2.00	3.80	1.80	28	+ 3.20	50 180 m3/h	8.00	8.0-1450	10.
6 A	12.00	2.30	5.60 2.5	3.30	33	+ 1.70	43 155 m3/h	8.30	7.0-1750	7.5
7 A	12.00	2.55	4.05 2.5	1.50	28	+ 3.00	50 110 m3/h	8.05	7.5-1450	10.
8 A	12.00	2.55	4.05 2.5	1.50	33	+ 2.50	65 234 m3/h	7.55	10.6-1450	13.5
9 A	12.00	2.40	3.20 2.20	0.80	50	+ 2.80	100 160 m3/h	7.00	13.0-1150	13.5
10 A	12.00	2.00	3.80	1.80	40	+ 2.00	70 254 m3/h	6.80	7.5-1450	10.
11 A	12.00	1.60	3.80 2.0	2.20	40	+ 2.50	60 216 m3/h	7.10	9.0-1450	10.
12 A	10.80	2.30	3.60	1.30	44	+ 2.00	65 234 m3/h	6.60	8.5-1450	10.
13 A	12.00	2.60	5.20 2.5	2.60	33	+ 2.00	50 180 m3/h	8.20	8.0-1450	10.
14 A	12.90	3.55	4.90 3.00	1.35	43	+ 2.50	60 216 m3/h	8.40	10.0-1450	13.5
15 A	13.00	4.25	6.00 3.00	1.75	25	+ 2.00	35 126 m3/h	9.00	6.0-1750	7.5
16 A	11.20	4.05	6.60	2.55	4	Anulado	-----	-----	-----	---
17 A	11.70	4.75	6.05 3.00	1.30	25	+ 2.00	35 126 m3/h	9.05	6.0-1750	7.5

equipos de bombeo, planta y redes de distribución de fuerza que consi
dera el Proyecto General.

El rendimiento general de los 33 pozos obtenido en las prue
bas originales, fué de 827 litros por seg. Con la depresión adicio
nal que ha de efectuarse se espera que el rendimiento total sea de -
1,300 lt/seg. siendo necesaria una potencia de 198 H.P.

En la misma ciudad de Paiján, existen algunos pozos cuyas ca
racterísticas son :

Propietario	Municipalidad (Abast.Actual)	Pequeño Propietario	Sr. Anibal Vasquez Av. Victor Larco
Cota Boca	79.88 m.s.n.m.	83.57 m.s.n.m.	74.05 m.s.n.m.
Profundidad	21.70 m.	6 m.	20 m.
Capa Acuífera Principal	Arena Fina	Arena Fina de 2.50 a 3.50	Arena Fina de 2.50 a 8 m.
Otras	Arcilla Arena Fina	Arena fina de 2.50 a 3,50	Arena gruesa y <u>arci</u> la hasta el fondo
Nivel Estáti co.	8.80 a 9.50	2.30	
Extracción	Bombeada 6 l/sg.	3 l/seg.	12 l/seg.
Depresión	13.20 (después de 6 horas de bombeo 5 l/sg.	1 m. después de 10 horas de bombeo - 3 l/seg.	4.50 m. después de 10 horas de bombeo 12 l/seg.
Tipo Bomba	Centrífuga	Centrífuga	Centrifuga Q = 20 l/seg. - Ø 4"
Temperatura	15 ° C	15 ° C	15 ° C
Análisis : ver capítulo referente a calidad del agua			

Aspectos Hidrogeológicos.-

Los estudios realizados por la Firma TAHAL (WATER PLAN NING) Ltd. (Setiembre de 1967), contienen información relativa a estructuras geológicas, levantamiento geofísico de esta área y además indica los siguientes datos hidrológicos :

1° - La ciudad de Paiján está situada al pie de una cadena de cerros - de poca altura que corren en la dirección NO - SE. Estos cerros son restos del basamento magmatico enterrado bajo el relleno aluvial cuaternario del valle de Chicama.

El relleno aluvial se adelgaza hacia las rocas salientes y engrosa hacia el sur en la costa (veáse lánima N° 19 - Sección Geológica).

Estos sedimentos se originan por la descomposición de las rocas de la cordillera andina y fueron depositados en la hondanada de la costa durante la era cuaternaria. Su descomposición varía de grava a sedimento arenoso y arcilla en todas las variaciones y relaciones.

2° - La hondanada aluvial está saturada de agua subterránea. La fuentes principal de esta agua viene de las filtraciones a través de los canales de irrigación que cruzan la zona.

Debido a su carácter no homogeneo la sección geológica puede di

vidirse en varios horizontes, diferenciándose por su permeabilidad ó conductividad hidrológica, causada principalmente por las variaciones en el porcentaje del material arcilloso.

En este caso se puede encontrar varios acuíferos separados por capas arcillosas impermeables.

Esta suposición teórica ha sido probada en el Pozo CT - 3, donde un acuífero artesiano fué descubierto a una profundidad de 60 m. debajo del conocido acuífero freático poco profundo.

- 3° - Como un resultado de la investigación geofísica dos horizontes - principales de alta resistividad fueron observados. Uno de poca profundidad, cerca de la superficie a una profundidad de 50 mt. y uno más profundo de 60 - 70 m. de espesor. Este horizonte profundo buza hacia el S-O, desde los 100 mts. debajo de la superficie cerca a la carretera panamericana a una profundidad próxima a los 300 mts. en el pozo CT - 3.

Estos dos horizontes se espera que sean acuíferos de alta permeabilidad compuestos principalmente de grava y arena gruesa cementada por arcilla arenosa.

Entre ambas unidades de alta resistividad aparece una sección de baja resistividad la que puede representar formaciones impermeables ó semi-impermeables, compuestos principalmente de sedimen

tos finos (arcillas arenosas y sedimentación).

- 4° - El pozo perforado hace dos años para agua potable de de la ciudad de Paiján que no dió buen resultado, por cuanto se penetró tan so lo parcialmente en el acuífero superior.

Los malos resultados se debieron, según esta interpretación, a la penetración insuficiente de profundidad y por otro lado a la incorrecta construcción del pozo.

C A P I T U L O X

FUENTE DE ABASTECIMIENTO - SOLUCIONES CONSIDERADAS - FUENTE SELEC
CIONADA - CARACTERISTICAS DEL AGUA :

1° - FUENTE DE ABASTECIMIENTO - SOLUCIONES CONSIDERADAS :

Existen dos posibles fuentes de abastecimiento :

- a) - Aguas Superficial.
- b) - Aguas del Sub-suelo.

a) - Aguas Superficiales.-

La constituyen aquellas que corren por los canales de regadío, provenientes del Río Chicama.

En términos generales desde el punto de vista de trata -
miento del agua, un abastecimiento por un sistema de gravedad
captado las aguas superficiales, demandaría una planta de trata
miento que consistiría :

- Captación, que requeriría ubicarla en la cota 140 a 13 km. de
la población.
- Cámara de mezcla.
- Floculador.
- Sedimentador.
- Filtros y además de

- Línea de Conducción de 13 Kms. de longitud con una tubería de \varnothing 12" (ver lámina 12),
- Reservorio de cabecera.
- Desinfección.
- Red de Distribución.

Un abastecimiento considerando una captación más próxima como es la posibilidad de captar las aguas de uno de los canales de riego que atraviesan por la población, implicaría además de una planta de tratamiento, un sistema de bombeo.

Cabe destacar un punto muy importante y es que si bien - los canales pueden tener una dotación en exceso, suficiente para satisfacer los requerimientos de la población de Paiján, surgen los inconvenientes básicos que son los derechos de la capacidad de los canales de riego y el corte estacional del agua, con fines de mantenimiento. Este último caso obligaría a un almacenamiento de reserva, lo que resultaría muy costoso.

Por lo expuesto se descarta el uso de las aguas superficiales por su alto costo de inversión y operación.

b) - Aguas del Subsuelo.-

De conformidad a los estudios de aguas subterráneas referidos anteriormente, la napa de agua se encuentra aproximadamen

te a 9 mt. de profundidad y los acuíferos de alta resistividad son las formaciones superior e inferior (ver lámina 19), que se espera sean buenos acuíferos, cuyos espesores abarcan los 150 m. de profundidad. Los mencionados estudios estiman que el rendimiento de un pozo puede llegar a 27 l/seg. y según su ubicación en el punto de coordenadas $686^{\circ} 970$ y $144^{\circ} 500$, este punto queda entre la Carretera Panamericana que pasa por Paiján y el Pozo de estudio CT - 3 (Lámina N° 19).

Luego con 3 pozos se podrá cubrir las demandas calculadas para la población de diseño de la ciudad de Paiján.

Las instalaciones requeridas consistirían en :

- Pozo Perforado.
- Captación.
- Caseta de Bombeo.
- Equipo de bombeo : Bomba turbina para pozo profundo.
- Desinfección.
- Línea de Impulsión.
- Reservorio Apoyado, tipo flotante.
- Red de Distribución

2° - FUENTE SELECCIONADA :

Por lo tanto, desde el aspecto del abastecimiento de agua la fuente que satisface mejor las condiciones técnicas y econó

micas de cantidad, calidad y ubicación, es el agua subterránea. Los pozos se ubicarán lo más cerca posible por donde pasará la línea de impulsión que atravesando la población conducirá el agua al Reservorio.

3°- CARACTERISTICAS DEL AGUA :

A continuación se tienen los resultados de los análisis físico - químico y bacteriológicos de la muestra de agua del pozo de la ciudad de Paiján.

Antes debo aclarar que la muestra de agua es procedente del pozo del Mercado Central. Por tratarse de la misma fuente de agua subterránea que abastecerá al pozo del presente proyecto, ya que los estratos geológicos son similares, además de que no se dispone de una muestra de agua de un pozo más cercano, haré un breve comentario de los resultados del análisis del mencionado pozo.

Resultados del Análisis de la Muestra de Agua de Paiján enviada por la Srta. Margarita Pretel Rada.

pH	8.0			
Color	2.0	Unidades como	K_2	$PTCL_6$
Turbidez	4.0	Unidades	Jackson.	
Alcalinidad Total	200.0	p.p.m.	como	CO_3 Ca
Dureza Total	280.0	p.p.m.	como	CO_3 Ca
Calcio	80.0	p.p.m.	como	CO_3 Ca
Magnesio	18.5	p.p.m.	como	CO_3 Ca
Cloruros	11.0	p.p.m.	como	Cl

Sulfatos	65.0	p.p.m.	como SO_4
Fierro	0.02	p.p.m.	como Fo
Sólidos Totales	380.0	p.p.m.	

Lima, 14 de Marzo de 1964

Alcira de López Solorzano
Jefe Laboratorio Químico

Como se puede observar los resultados estan dentro de los requisitos que establecen tanto las normas Peruanas como Internacionales, a excepción de la alcalinidad que según las Normas Peruanas, no debe exceder de 120 p.p.m. $Ca CO_3$, pero aún así como ya se ha mencionado en un capítulo anterior, uno de los fines de la alcalinidad, consiste en determinar si las aguas que se han de coagular con alumbre, poseen la alcalinidad suficiente para reaccionar con el alumbre y formar los flóculos. Esto es importante para las aguas que tienen menor de 25 p.p.m.

El propósito principal de la alcalinidad es indicar y en combinación con el pH, la calidad corrosiva del agua. Pero en este caso el $Ph = 8$

Luego la calidad físico - química de la muestra de agua del mencionado pozo es buena.

SANEAMIENTO AMBIENTAL

ANALISIS BACTERIOLOGICO

AGUA POTABLE

Resultado de los análisis bacteriológicos practicados a las muestras de agua procedentes del Distrito de Paiján, tomadas el día 25 de Febrero de 1964.

Fecha del análisis : 25 de Febrero de 1964

Fecha del resultado : 28 de Febrero de 1964

Nº	PROCEDENCIA	BACTERIAS EN AGAR POR cc. a 37° C.	N.M.P. de B. COLI POR 100 cc. a 37° C	SE AISLA O IDENTIFICA BIOQUIMICAMENTE
1	Grifo Plaza	85	± 16	B. Coli Proteus
2	Acequia Alta	365	± 16	B. Coli Proteus A. Acregenos
3	Acequia Baja	500	± 16	B. Coli Proteus Estafilococo

Trujillo, 25 de Marzo de 1964

Centro de Salud de Trujillo
Sección de Saneamiento Ambiental

Inspector de Saneamiento
Nelson Ortiz Aguilar .
Laboratorista

VºBº
Gustavo Torres García
Ingº Sanitario del ASI

Respecto del resultado del análisis bacteriológico se puede observar que el resultado ± 16 del N. M. P. de B. Coli, es índice de contaminación fecal de las aguas, esto se explica ya que el pozo no tiene la debida protección sanitaria.

En cuanto a las acequias ó canales de riego, estas estas estan altamente contaminadas, ya que reciben desechos, basuras, se bañan las personas en ellas. La acequia baja, percibe los desagües de la población, de ahí que los resultados sean mayores.

Se menciona estas acequias ya que no dejan de ser una - alternativa de captación.

En cuanto a las bacterias, son aquellas que producen gas trointeritis, enteritis, sindromes diarreicos, tifoideas y otras enfermedades.

C A P I T U L O X I

CAPTACION - CAPACIDAD - DISEÑO HIDRAULICO - INSTALACIONES - EQUIPOS -
POTABILIDAD DEL AGUA CRUDA - PROCESOS RECOMENDADOS - ESTRUCTURAS CONSI
DERADAS - CAPACIDAD - DISEÑO HIDRAULICO - INSTALACIONES - EQUIPOS :

1° - ASPECTOS GENERALES :

Como se ha indicado en el Capítulo correspondiente, el sistema de abastecimiento para la ciudad de Paiján, será mediante el aprovechamiento del agua del subsuelo. Se captarán las aguas del 1er. estrato permeable que tiene un espesor de aproximadamente 50 m., según los referidos estudios (Lámina N° 19), se espera obtener un rendimiento mínimo por pozo de 27 lt/seg. para una depresión de aproximadamente 30 mt., de lo que se deduce que la capacidad específica estaría alrededor de 0.9 l/s/m.

Luego se tendría :

Nivel estático	:	10.00 mt.
Depresión	:	30.00 mt.
Impulsores	:	1.50 mt.
Tubería de Succión	:	3.00 mt.
Distancia de canastilla al fondo del pozo	:	2.00 mt.
Profundidad del Pozo :	:	<u>46.50 mt.</u>

Con fines prácticos y por seguridad se perforará hasta -
los 50 mt.

Luego la profundidad de un pozo sería 50 m.

Las instalaciones de captación se han ubicado en la parte baja de la población a 1.2 Kms. aproximadamente de la Plaza de Armas, siguiendo la prolongación de la calle 2 de Mayo.

El total considerado de pozos será de 3, proyectándose la construcción de 2 en la Primera Etapa de Obras.

El método que se recomienda para los trabajos de perforación es el de percusión.

El diámetro del forro del pozo deberá ser de 15" .

2° - CAPACIDAD :

El gasto ó caudal de bombeo, es función del consumo medio del día de máxima demanda de la localidad, y del número de horas de bombeo durante el día, aceptando que la producción de la fuente satisficce las necesidades previstas.

Para un consumo medio diario dado, el gasto de bombeo es inversamente proporcional a las horas de bombeo. Dicho gasto es mínimo, cuando se bombea en forma continua durante 24 horas, aumentando en forma lineal, a medida que el número de horas de bombeo disminuye.

Se ha establecido mediante estudios específicos del problema, que el período de bombeo más conveniente es de 16 horas al día, pa

ra el final de la etapa considerada, lógicamente que para los primeros años de servicio, la demanda es menor, de tal manera que las horas de bombeo al día, serán también menores, aumentando progresivamente, de acuerdo al crecimiento de la población, hasta llegar al máximo de 16 horas, que corresponde a la demanda de la población prevista al final de la etapa considerada.

Así, el período de bombeo para el presente estudio, se ha fijado en 16 horas al día. En consecuencia, los caudales de bombeo, tanto para la primera, como para la segunda etapa son los siguientes :

- Primera Etapa - (15 Años)

Población 1983 = 12,800 habitantes.

$$\text{Gasto máximo diario : } Q_{MD} = \frac{12,800 \times 200 \times 1.3}{86,400} = 38.5 \text{ lps}$$

$$\text{Gasto de Bombeo : } Q_h = \frac{24}{16} \times Q_{MD} = \frac{24}{16} \times 38.5 = \underline{\underline{58 \text{ l.p.s.}}}$$

Como los pozos solo rinden 27 l/s., se deberá establecer en esta 1ra. Etapa el período de bombeo en 17 horas al día con lo que

$$\text{Gasto de bombeo} = \frac{24}{17} \times 38.5 = 54 \text{ l.p.s.}$$

- Segunda Etapa.-

Población 1998 = 17,900 habitantes

$$\text{Gasto Máximo Diario : } Q_{MD} = \frac{17,900 \times 200 \times 1.3}{86,400} = \underline{\underline{54 \text{ l.p.s.}}}$$

$$\text{Gasto de Bombeo : } Q_b = \frac{24}{16} \times Q_{MD} = \frac{24}{16} \times 54 = \underline{\underline{81 \text{ l.p.s.}}}$$

Para la 2da. Etapa se perforó en 3er. pozo para cubrir los 81 l/sg.

3.- CALCULO DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO :

Tomando en cuenta que la vida útil de un equipo de bombeo, es del orden de los 15 años, y considerando que el período de diseño es de 30 años, se han establecido dos etapas de 15 años cada una, para el cculo de los equipos. Esto quiere decir que para los siguientes 15 años, habrá necesidad de reemplazar los equipos.

3.1.- Primera Etapa.-

Para atender la demanda de la población calculada - para los primeros 15 años, es necesario habilitar dos pozos, cuyo rendimiento unitario deberá ser de 29 l.p.s., pero el máximo rendimiento expectable es de 27 l/sg. para suplir la diferencia, los equipos deberán funcionar una hora más que la establecida, es decir 17 hr / día, esto al final de la primera Etapa.

El cálculo de la potencia de los equipos, se hará para la condición más desfavorable de los casos planteados en el estudio de la red de distribución, y este es en la hora del mínimo consumo horario, que corresponde igualmente al caso más desfavorable, en el estudio de la red para el período final de diseño.

El análisis hidráulico del sistema de distribución para la 1ra. Etapa se encuentra en el Caso N° 6, que aparece en la Lámina N° 29.

La potencia requerida para bombear el agua, está dada por la fórmula siguiente :

$$\text{Potencia (HP)} = \frac{H_{DT} \times Q_b}{E \times 75}$$

Donde :

- Q_b = Caudal bombeado por el pozo
- H_{DT} = Altura dinámica total = $H_s + H_e + H_f$
- H_s = Pérdidas de carga en la succión, estimada en 1.00 mts.
- H_e = Altura estática, que corresponde a la diferencia geométrica entre el nivel dinámico en el pozo y el nivel máximo de agua en el reservorio
- H_f = Pérdidas de carga por fricción en las tuberías.
- E = Eficiencia combinada motor y bombe; se ha tomado un valor de 0.50.

a) Cálculo de H_f (Ver lánima N° 29) - CASO N° 6

Tramo Reservoirio - Punto C

$$\begin{array}{llll} Q & = & 45.1 & \text{l.p.s.} \\ D & = & 10'' & \phi \\ C & = & 140 & \\ L & = & 200 & \text{m.} \end{array} \quad \begin{array}{ll} S & = & 0.3 \% \\ h_{f_1} & = & 0.003 \times 200 = \underline{\underline{0.6 \text{ mt}}} \end{array}$$

Tramo F - C

Del cálculo H. Cross : $h_{f_2} = 1.70 \text{ mt.}$

Tramo F - L_1 (a salida del Pozo N° 1)

$$\begin{array}{llll} Q & = & 54 & \text{l.p.s.} \\ D & = & 10'' & \phi \\ C & = & 140 & \\ L & = & 1078 & \text{mt.} \end{array} \quad \begin{array}{ll} S & = & 0.40 \% \\ h_{f_3} & = & 0.0040 \times 1078 = 4.31 \text{ mt.} \end{array}$$

Tramo Salida Bomba - Tubería Conducción :

Considerando las pérdidas de carga localizadas y por fricción en la tubería, desde el último tazón hasta el empalme con la tubería de conducción, se estima una pérdida de carga igual a 1.00 mts. ó sea :

$$h_{f_4} = 1.00 \text{ mts.}$$

Por lo tanto, la suma total de pérdidas de carga es :

$$H_f = h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} = \underline{\underline{7.61 \text{ mts.}}}$$

b) Potencia del Equipo del Pozo N° 1.

- Altura estática H_E

Cota del nivel máximo de agua en el reservorio : 120.50 m.

Cota del nivel dinámico en el pozo : 30.00 m.

$$\text{Altura Estática } H_E = 90.50 \text{ m.}$$

- Altura dinámica H_{DT}

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_f = 1.00 + 90.50 + 7.61 = 99.11$$

$$\therefore H_{DT} = \underline{\underline{99.11 \text{ mt.}}}$$

- Potencia del Equipo HP

$$HP = \frac{H_{DT} + Q_b}{E \times 75} = \frac{99.11 \times 27}{0.50 \times 75} = 71.5$$

$$\text{Potencia del equipo para el pozo N° 1} = \underline{\underline{71.5 \text{ HP}}}$$

c) Potencia del Equipo del Pozo N° 2.

- Altura estática : H_E

Cota del nivel máximo de agua en el reservorio : 120.50 mt

Cota del nivel dinámico en el pozo : 28.00 mt

Altura Estática = 92.50 mt

- Altura Dinámica total : H_{DT}

Los valores de h_{f_1} , h_{f_2} , h_{f_3} y h_{f_4} son iguales que en caso anterior, faltando calcular solamente la pérdida de carga en el tramo que conecta las salidas de los dos pozos, al cual llamaremos $I_1 - I_2$

Tramo $I_1 - I_2$

Q = 27 l.p.s.

D = 10" ϕ

C = 140

L = 200 mt.

S = 0.10 %

$h_{f_5} = 0.0010 \times 200 = 0.20$ mt

$$h_f = h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} + h_{f_5} = 7.61 + 0.20 = \underline{\underline{7.81}} \text{ m}$$

Luego :

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_F = 1.00 + 92.50 + 7.21 = 101.31 \text{ mt/}$$

$$\therefore H_{DT} = \underline{\underline{101.31}} \text{ mt.}$$

- Potencia del Equipo HP

$$\text{HP} = \frac{H_{DT} \times Q_b}{E \times 75} = \frac{101.31 \times 27}{0.50 \times 75} = 73.0$$

Potencia del equipo del pozo N° 2 = 73.0 HP

3.2.- ETAPA FINAL :

Para la segunda etapa entran en funcionamiento las tres estaciones de bombeo; considerando que el rendimiento máximo esperado es de 27 l.p.s., para satisfacer las necesidades de la población, que es del orden de 81 l.p.s., se necesitarían 3 pozos de 27 l.p.s.

Es necesario recordar que abatimiento de la napa en los pozos se considera en 30 mts.

El cálculo de la potencia de los equipos de bombeo, se hará por el más desfavorable de los casos estudiados en el diseño de la red de distribución, y este corresponde a la condición de - cálculo N° 3 - Lámina N° 28.

La potencia requerida se calcula con la fórmula que se muestra en el acápite 3.1.

a) Cálculo de H_f (Ver Lámina N° 28)

- Tramo Reservoirio - Punto C.

$$Q = 68.5 \text{ l.p.s.}$$

$$D = 10''$$

$$S = 0.60$$

$$C = 140$$

$$h_{f_1} = 0.0030 \times 200 = 1.20 \text{ mt.}$$

$$L = 200 \text{ mt.}$$

- Tramo F - C

$$\text{Del cálculo de H. Cross ; } h_{f_2} = 3.50$$

- Tramo F - Salida Pozo N° 1.

$$Q = 81 \text{ l.p.s.}$$

$$D = 10''$$

$$S = 0.85 \%$$

$$C = 140$$

$$h_f = 0.0085 \times 1078 = 9.15 \text{ mt.}$$

$$L = 1078 \text{ mt.}$$

Tramo Salida Bomba - Tubería Conducción.-

Considerando las pérdidas de carga localizadas y por fricción en la tubería desde el último tramo hasta el empalme con la tubería de conducción, se estima una pérdida de carga igual a 1.00 mts.

Luego :

$$h_{f_4} = \frac{1.00 \text{ mt.}}{4}$$

Por tanto, la suma total de pérdidas de carga es :

$$H_f = h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} = 14.85 \text{ mts.}$$

b) Potencia del Equipo del Pozo N° 1.

- Altura Estática : H_E

Cota del nivel máximo de agua en el reservorio : 120.50 mt

Cota del nivel dinámico en el pozo : 30.00 mt

Altura Estática H_E = 90.50 mt

- Altura Dinámica Total : H_{DT}

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_f = 1.00 + 90.80 + 14.85 = 106.35 \text{ mt}$$

$$H_{DT} = \frac{106.35 \text{ mt.}}{1}$$

- Potencia del Equipo HP

$$HP = \frac{H_{DT} \times Q_b}{E \times 75} = \frac{106.35 \times 30}{0.50 \times 75} = 85$$

Potencia del Equipo del Pozo N° 1 = 85 HP

c) Potencia del Equipo del Pozo N° 2.

- Altura Estática : H_E

Cota del nivel máximo de agua en el reservorio : 120.50 mt.

Cota del nivel dinámico en el pozo : 28.00 mt.

Altura Estática H_E = 92.50 mt.

- Altura Dinámica Total : H_{D_T}

Los valores de h_{f_1} , h_{f_2} , h_{f_3} y h_{f_4} son iguales que en el caso anterior, faltando calcular solamente la pérdida de carga en el tramo que conecta la salida de los dos pozos, I_1 , I_2 .

Tramo $I_1 - I_2$

Q = 54 l.p.s.

D = 10" ϕ s = 0.40 %

C = 140 $h_{f_5} = 0.004 \times 200 = 0.80$ mts.

L = 200 m.

$$H_f = h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} + h_{f_5} = 15.65 \text{ mts.}$$

Luego :

$$H_{D_T} = H_S + H_E + H_f = 1.00 + 92.50 + 15.65 = 109.15 \text{ mts.}$$

- Potencia del Equipo HP

$$HP = \frac{H_{DT}}{E} \times \frac{Q_b}{75} = \frac{109.15}{0.50} \times \frac{27}{75} = 78.5$$

Potencia del equipo del pozo N° 2 = 78.5 HP

d) Potencia del Equipo del Pozo N° 3

- Altura Estática H_E

Cota del nivel máximo de agua en el reservorio = 120.50 mt.

Cota del nivel dinámico en el pozo = 26.00 mt.

Altura Estática H_E = 94.50 mt.

- Altura Dinámica : H_{DT}

Los valores de h_{f_1} , h_{f_2} , h_{f_3} , h_{f_4} , h_{f_5} , son iguales que en el caso anterior, faltando calcular la pérdida de carga en el tramo entre los pozos Nos. 2 y 3 y que llamaremos I_2 , I_3 .

Tramo $I_2 - I_3$

Q = 27 l.p.s.

D = 8" ϕ S = 0.33 %

C = 140 $h_{f_6} = 0.0033 \times 200 = 0.66$ mt.

L = 200 mt.

$$H_f = h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} + h_{f_5} + h_{f_6} = 16.31 \text{ mt.}$$

Luego :

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_f = 1.00 + 94.50 + 16.31 = 111.81 \text{ mt.}$$

$$H_{DT} = 111.81 \text{ mts.}$$

- Potencia del Equipo : HP

$$HP = \frac{H_{DT} \times Q_b}{E \times 75} = \frac{111.81 \times 27}{0.50 \times 75} = 80$$

Potencia del equipo para el pozo N° 3 = 80 HP

4° - GOLPE DE ARIETE EN LAS LINEAS DE DESCARGA DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO :

La interrupción brusca ó gradual del transporte del líquido puede originar cambios substanciales de la presión en las conducciones de descarga. La condición de operación para el caso de las estaciones de bombeo, que se estudian en el presente proyecto, se presenta para el caso de interrupción repentina del suministro de la energía que alimenta a las bombas que integran el sistema. Cuando esto sucede, la única energía que permite girar a la bomba, es la energía cinética de los elementos rotatorios del conjunto motor - bomba; puesto que esta energía es muy pequeña en comparación con la requerida para mantener el flujo contra la altura de descarga necesaria, la velocidad angular de la

bomba, decrece rápidamente, con lo cual el gasto en la tubería también decrece, generándose ondas de presión que, partiendo de la bomba viajan por la tubería hasta la salida, donde se reflejan.

Esta condición, se ajusta a las ecuaciones de Allievi, las cuales dan el valor de la sobrepresión originada en la tubería, con la siguiente expresión :

$$h_i + h_{i-1} - 2h_0 = - \frac{a}{gs} (Q_{i-1} - Q_i)$$

para el instante de presión máxima, la cual se produce con la primera reflexión de las ondas (en la zona adjunta a la salida de la bomba), el valor de " i " es 1, con lo que la ecuación de Allievi se transforma en :

$$h - h_0 = \frac{a}{gs} \times Q = \frac{a v}{g}$$

Donde :

- h = altura máxima de presión
- h₀ = altura estática de bombeo
- a = velocidad de las ondas de presión
- v = velocidad media del líquido

La velocidad de las ondas de presión está dada por la expresión :

$$a = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{E_w} + \frac{1}{E_t} \times \frac{D}{e} \right) \rho}}$$

Donde :

E_w = Módulo de elasticidad del agua.

E_t = Módulo de elasticidad del material de la tubería

D = Diámetro nominal del tubo

e = Espesor de las paredes del tubo

ρ = Masa específica del líquido fluyente

Para el caso en estudio, se instalará a la salida de las estaciones de bombeo, tuberías de ϕ 8", de Asbesto-cemento, de donde :

$$E_w = 2 \times 10^8 \text{ kg/m}^2.$$

$$E_t = 2.38 \times 10^9 \text{ kg/m}^2.$$

$$D = 8'' = 0.20 \text{ mt.}$$

$$e = 0.019 \text{ mt.}$$

$$P = \frac{1000}{9.8} \text{ kg/m}^2 \times \text{seg}^2$$

$$a = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{2 \times 10^8} + \frac{1}{2.38 \times 10^9} \times \frac{0.20}{0.019} \right) \frac{1000}{9.8}}} = 1,073 \text{ m/s}$$

El valor de la velocidad media del agua en la tubería de descarga es de $v = 0.93$ m/s.

La máxima sobrepresión que se produciría sería :

$$h - h_e = \frac{1073 \times 0.93}{9.8} = \underline{101.8 \text{ mt.}}$$

Las condiciones en que trabajaría la línea, en caso de no tenerse en cuenta una protección de la misma, serían las que resulten de aumentar en 101.8 mt. a la cota piezométrica a la salida de las bombas en el gráfico de la lámina N° 22.

El efecto de sobrepresión que producen las ondas al reflejarse hacia la bomba se amortigua por medio de una " válvula contra - golpe de ariete ", la cual está provista de un sistema de disipación de la energía producida por las ondas, el cual varía según la patente considerada; así, unos utilizan resortes, otros un colchón de aire y en otros casos se disipa esta energía dejando escapar agua en el momento en que la presión pasa el límite para el cual ha sido ajustada. Las características de la válvula que se especifica más adelante, han sido deducidas del catálogo de la Marca CLA-VAL Co.

5°- CARACTERISTICAS DEL EQUIPO DE BOMBEO :

El equipo de bombeo será del tipo turbina para pozo profundo, para ser accionada por motor DIESEL. Se considera conveniente que el equipo de bombeo trabaje un período máximo de 16 horas al día.

La selección del equipo para la 1ra. Etapa, se hará con los datos que se consignan a continuación :

5.1.- Datos Generales.-

- Estación de bombeo tipo pozo

Altura sobre el nivel del mar	:	70 mts.
Temperatura ambiente	:	28°C
Captación de pozo tubular		
Profundidad del pozo	:	50 mts. (referencial)
Profundidad de la napa desde el nivel del terreno	:	10 mts.
Diámetro del pozo	:	15"

5.2.- Bomba.-

Número de unidades	:	Una
Tipo	:	Pozo profundo
Caudal	:	30 l.p.s.
Altura dinámica total 1ra. etapa	:	N° 1 = 99.11 m. N° 2 = 101.31 m.
Velocidad	:	1,760 r.p.m.
Lubricación por aceite		
Accionada por motor Diesel		
Instalación vertical		
Eficiencia mínima	:	80 %
Profundidad de instalación	:	47 mt. (referencial)

5.3.- Motor.-

Tipo : Diesel estacionario
Número de unidades : Una
Servicio intermitente

6.- ACCESORIOS :

Los accesorios a instalarse con el equipo de bombeo, - constan de una válvula de retención, una válvula de compuerta, una válvula de protección, contra golpe de ariete y un medidor de gasto, cuyas características son :

6.1.- Válvula de Retención Horizontal.-

Tipo : Cierre lento
Número de unidades : Una
Material : Fierro fundido
Asientos de bronce
Clase : 150
Accesorios de bronce
Terminales de brida de 8"

6.2.- Válvula de Interrupción ó Control.-

Tipo : Compuerta
Número de unidades : Una
Material : Fierro fundido
Asientos de bronce

Clase : 150

Operación manual con volante

Terminales en brida de 8"

6.3.- Válvula Contra Golpe de Ariete.-

Tipo globom de diafragma

Número de unidades : Una

Material : Fierro fundido

Asientos de bronce

Clase A S A 250

Operación : Hidráulica

Rango de trabajo : 100 - 300 lbs/pulg²

6.4.- Medidor de Gasto.-

Tipo : Venturi, concéntrico

Número de unidades : Una

Material : Fierro fundido

Diámetro : 8"

Bridas : A S A 250

Presión máxima de trabajo : 150 lbs/pulg²

7.- CASETA DE BOMBEO :

La caseta de bombeo, será de sección rectangular de 9.00 x 3.00 mts. y 2.20 de altura, y constará de dos secciones; la

zona donde irá el motor y equipo de bombeo, y otra donde estará instalado el medidor de gasto y el equipo de clorinación.

En el techo de la primera zona, se dejará una abertura de 1.00 x 1.00 mt. en la dirección del pozo tubular, para permitir la instalación de la bomba; esta abertura estará cubierta por una tapa de concreto.

8.- CLORACION :

La cloración se efectuará mediante la aplicación de cloro en seco (gas) por medio del clorinador tipo Advance, del tipo de inyección directa. La capacidad del clorinador será de 2 a 40 libras por 24 horas.

El clorinador irá montado directamente en la válvula del cilindro de cloro.

El equipo de clorinación estará ubicado en la sección este de la caseta de bombeo y la aplicación del cloro se hará mediante un difusor y una manguera que lo llevará al fondo del pozo, tal como se indica en el plano correspondiente.

9.- LINEA DE IMPULSION :

La línea de impulsión estará constituida por una tubería de ϕ 8", CLASE 150, que descargará en una línea de ϕ 10" que recibe la descarga de los otros pozos y va a conectarse a la red y a través de esta con el reservorio.

CLAYTON *automatic* VALVES

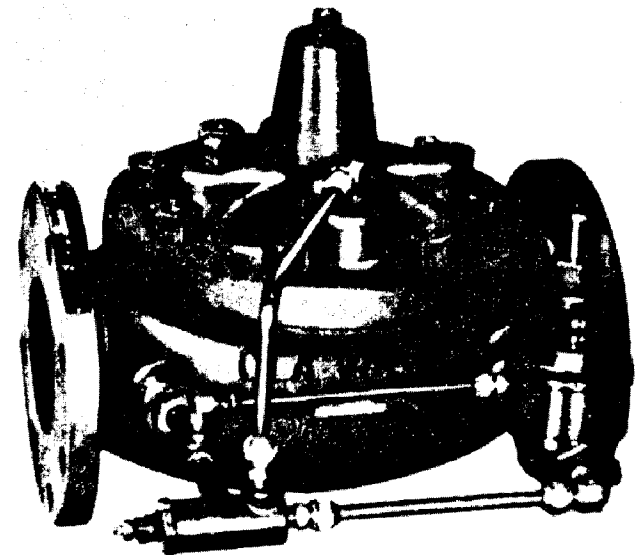
PRESSURE RELIEF VALVE

DESCRIPTION

The Clayton 50 Pressure Relief Valve is a diaphragm type valve designed to maintain constant upstream pressure to close limits. This valve is a hydraulically-operated, pilot-controlled, modulating type. It is used where problems are encountered in pressure relief, sustaining back pressure, or in unloading functions in a by-pass system. In operation, the valve is actuated by line pressure through a pilot control system, opening fast to maintain steady line pressure but closing gradually to prevent surges. Operation is completely automatic, and pressure settings may be easily changed.

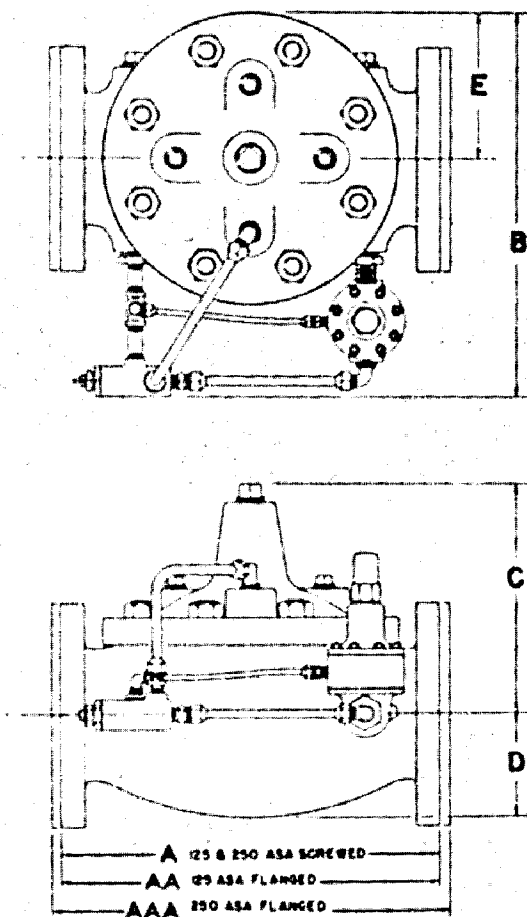
PILOT-OPERATED

Clayton 50



4" size illustrated

DIMENSIONS



Note:

*If valve position indicator is used see form EX101 for additional height to be added to dimension "C".

NOTE: This valve also available in angle pattern sizes 2" thru 8". See Bulletin B-100 for additional dimensions.

SPECIFICATIONS

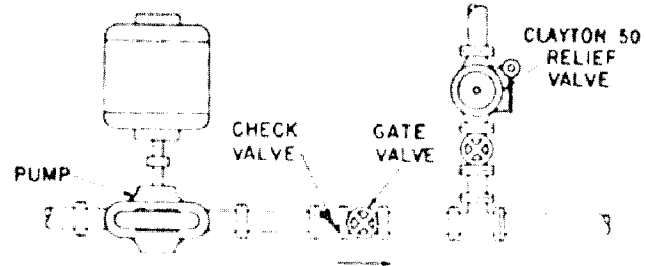
SIZES	1 1/4" — 3" screwed 1 1/2" — 16" flanged
END DETAILS	125 ASA B16.1 and 250 ASA B16.2
PRESSURE RATINGS	125 Class — 175 psi Max. 250 Class — 300 psi Max.
TEMPERATURE RANGE	Water, Air: +32° to 180° F. Max. Petroleum Products: -40° to 180° F. Max.
MATERIALS	<i>main valve body & cover:</i> Cast Iron ASTM A48 <i>main valve trim:</i> Naval Brass ASTM B21 & Bronze ASTM B61 <i>pilot control system:</i> Cast Brass ASTM B62 with 303 Stainless Steel trim <i>other materials available:</i> Cast Steel, Bronze, Aluminum
ADJUSTMENT RANGES	<i>Available in the following relief pressure ranges:</i> 0 to 7 65 to 180 5 to 25 100 to 300** 20 to 80° *Supplied unless otherwise specified **Supplied on special order at extra cost

VALVE SIZE IN INCHES →		1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	6	8	10	12	14	16
DIMENSIONS IN INCHES	A	7 1/4	7 1/4	9 1/8	11	12 1/2							
	AA		8 1/2	9 3/8	11	12	15	20	25 3/8	29 3/4	34	39	41 3/8
	AAA		9	10	11 1/8	13 1/4	15 3/8	21	26 3/8	31 1/8	35 1/2	40 1/2	43 1/2
	B	10 1/2	10 1/2	10 3/4	11 1/2	12	18 3/8	20	24	26	30	35	38
	C	4 3/8	4 3/8	5 3/8	6 3/8	7	9 3/8	11 3/8	14 3/8	17	20 3/8	24	26
	D	2	2	2 1/2	2 3/4	3 1/8	4 1/4	6	7 3/8	9 1/4	10 3/4	12 3/4	15 1/2
E	2 3/4	2 3/4	3 3/8	4	4 3/8	5 3/4	7 3/8	10	12	14	16 3/8	17 3/4	

TYPICAL APPLICATIONS

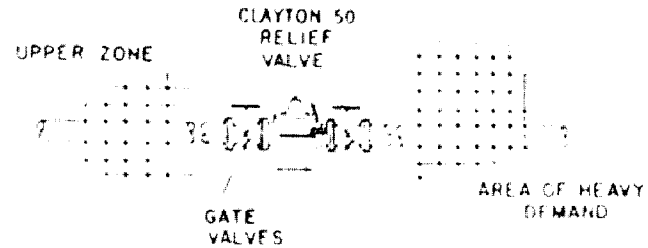
RELIEF VALVE SERVICE

To provide protection against high surges when pumps are shut down, fast opening - slow closing relief valves are frequently required.



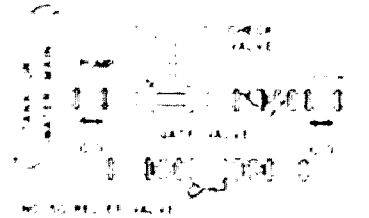
PRESSURE SUSTAINING SERVICE

When installed in a line between an upper zone and a lower area of heavy demand, the valve acts to maintain desired upstream pressure to prevent "robbing" of the upper zone. Water in excess of pressure setting flows to area of heavy demand; control is smooth, and pressure regulation is positive.



PUMP DISCHARGE PRESSURE CONTROL

During pump operation, the valve maintains constant pressure at the pump discharge, automatically regulating as the flow rate decreases and increases.



VALVE CAPACITY CHART

RECOMMENDED MAXIMUM FLOW IN G.P.M. OF WATER*

VALVE SIZE IN INCHES →	1½	2	2½	3	4	6	8	10	12	14	16	
Continuous Service (15' per second velocity)	70	100	160	225	350	600	1350	2300	3700	5200	6300	8300
Intermittent Surge Relief Service (45' per second velocity)	210	280	460	650	1000	1800	4000	7000	11,000	16,000	19,000	25,000

*Figures shown in this chart are based on cast iron valves with bronze trim. Greater maximum flows can be permitted if special materials are used. Consult factory for recommendations.

SHIPPING WEIGHTS

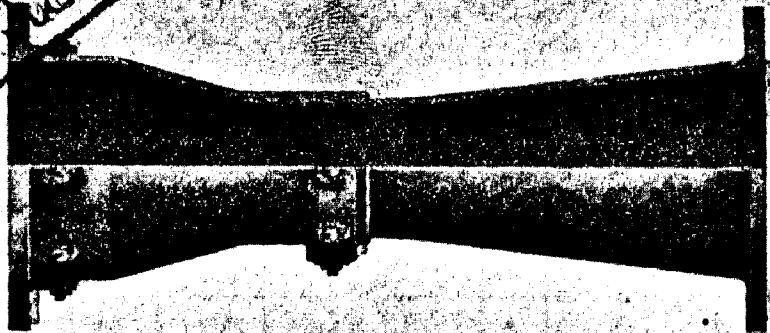
VALVE SIZE IN INCHES →	1½	2	2½	3	4	6	8	10	12	14	16
SHIPPING WEIGHT IN LBS.	35	45	60	80	150	295	505	790	1175	1600	2265

PURCHASE SPECIFICATIONS

The Clayton 50 Pressure Relief Valve shall maintain constant upstream pressure by by-passing or relieving excess pressure, and shall maintain close pressure limits without causing surges. The main valve shall be of the hydraulically-operated, pilot-controlled, diaphragm type, and shall have a single removable seat and resilient disc. No external packing glands shall be permitted, and the diaphragm shall not be used as a seating surface. The pilot control shall be a direct-acting, adjustable, spring-loaded, dia-

phragm valve, designed to permit flow when controlling pressure exceeds spring setting. The pilot control system shall operate such that as excess line pressure is dissipated the main valve shall gradually close to a positive, drip-tight seating. This valve shall be similar in all respects to the CLAYTON 50 PRESSURE RELIEF VALVE, as manufactured by Cla-Val Co., Newport Beach, California, or approved equal.

Simplex Type CT, CTB & CTJ Venturi Tubes



CT Tube
Elevation View

The Simplex type CT Venturi Tube is a differential pressure producing device. It is suitable for measurement of fluids under pressure in closed piping systems. When combined with a Simplex instrument, a highly accurate metering installation results. This Venturi tube is made in a variety of sizes to handle many flow requirements. It is designed for numerous maximum capacities and recovers a high degree of differential head for meter operations.

ADVANTAGES

1. Inherent accuracy of the Venturi tube family.
2. Low cost — one piece construction minimizes manufacturing costs.
3. Stable coefficients have been proven by laboratory calibration.
4. Adaptable for sewage or sludge service with only minor additions to standard design.
5. Variety of standard sizes to meet most flow requirements.

Type CT Tube

Service—Clear Water, Air, Gas.

Main contains multiple bronze bushed pressure connections. Pressure chamber at throat is approximately 200° of circumference and also contains multiple bronze bushed pressure connections.

Type CTB Tube

Service—Clear Water, Air, Gas.

Main and throat connections are identical to the CT Tube while the throat has a full bronze liner.

Type CTJ Tube

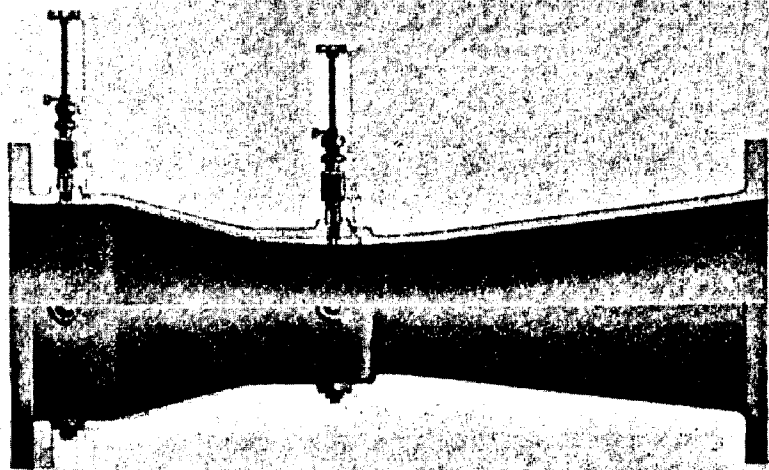
Service: Sewage, Sludge.

Single taps at the main and throat pressure connections, bronze throat liner. Hand operated bronze cleaning valve at each pressure connection.

CONSTRUCTION

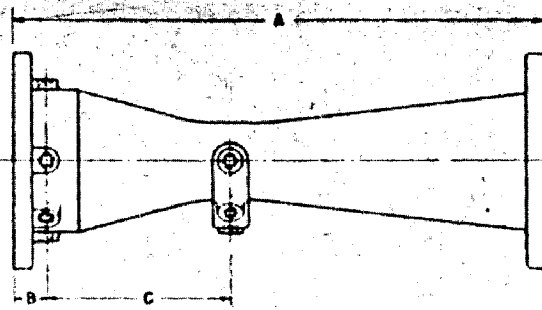
Simplex type CT Venturi Tubes are constructed in one piece of close grained cast iron and are suitable for installation under working pressures up to 125 psi. Tubes are furnished with integrally cast end flanges with 125 pound drilling.

All pressure connections at main and throat are carefully drilled presenting clean sharp corners at the inner surface.



CTJ Tube
Plan View

SIMPLEX VALVE AND METER CO.
Lancaster, Pennsylvania
a division of
PFAUDLER PERMUTT INC.



VENTURI TUBE DIMENSIONS TYPE CT, CTB & CTJ

ALL DIMENSIONS ARE GIVEN IN INCHES

Size	A	B	C	Capacities* MGD		Shipping Weight	Size	A	B	C	Capacities* MGD		Shipping Weight
				64 46"	114 39"						64 46"	114 39"	
3 x 1	15	3/4	5	.0649	.0865	36	8 x 4.25	31-11/16	2	11-1/8	1.2152	1.6188	165
3 x 1.125	14-3/8	3/4	4-13/16	.0825	.1099	35	8 x 4.5	30-7/16	2	10-13/16	1.3778	1.8353	163
3 x 1.5	12-3/8	3/4	4-5/16	.1500	.1998	35	8 x 5	27-13/16	2	10-1/8	1.7529	2.3349	161
3 x 1.75	11-1/16	3/4	3-15/16	.2102	.2800	35	8 x 6	22-1/2	2	8-3/4	2.8103	3.7436	155
3 x 2	9-3/4	3/4	3-5/8	.2882	.3839	34	10 x 4	46-9/16	2-1/2	15-11/16	1.0462	1.3936	249
3 x 2.25	8-7/16	3/4	3-1/4	.3952	.5264	34	10 x 4.25	45-1/4	2-1/2	15-3/8	1.1853	1.5789	248
4 x 1	21-7/8	1	7-3/16	.0647	.0861	66	10 x 4.5	43-7/8	2-1/2	15	1.3347	1.7779	246
4 x 1.5	19-3/16	1	6-7/16	.1467	.1954	65	10 x 4.75	42-9/16	2-1/2	14-11/16	1.4948	1.9912	245
4 x 1.75	18-5/16	1	6-1/16	.2014	.2683	64	10 x 5	41-5/16	2-1/2	14-3/8	1.6665	2.2199	244
4 x 2	16-1/2	1	5-3/4	.2666	.3552	64	10 x 5.25	40	2-1/2	14	1.8507	2.4652	242
4 x 2.25	15-3/16	1	5-3/8	.3444	.4588	63	10 x 5.5	38-5/8	2-1/2	13-11/16	2.0484	2.7287	240
4 x 2.5	13-7/8	1	5-1/16	.4382	.5837	63	10 x 6	36	2-1/2	13	2.4906	3.3176	236
4 x 2.75	12-9/16	1	4-11/16	.5539	.7378	62	10 x 7	30-13/16	2-1/2	11-5/8	3.6280	4.8328	228
4 x 3	11-1/4	1	4-3/8	.7026	.9359	62	10 x 7.5	28-3/16	2-1/2	10-15/16	4.3911	5.8494	222
5 x 1.75	24-9/16	1-1/4	8-3/16	.1992	.2653	82	12 x 4.5	57-3/8	3	19-1/4	1.3201	1.7585	357
5 x 2	23-1/4	1-1/4	7-7/8	.2615	.3484	82	12 x 5.5	52-1/8	3	17-7/8	1.9970	2.6602	346
5 x 2.25	21-15/16	1-1/4	7-1/2	.3337	.4445	89	12 x 6	49-1/2	3	17-3/16	2.3998	3.1967	340
5 x 2.5	20-5/8	1-1/4	7-3/16	.4166	.5550	81	12 x 6.5	46-7/8	3	16-1/2	2.8525	3.7998	335
5 x 2.75	19-5/16	1-1/4	6-13/16	.5121	.6822	80	12 x 7	44-1/4	3	15-13/16	3.3633	4.4803	331
5 x 3	18	1-1/4	6-1/2	.6226	.8294	80	12 x 7.5	41-5/8	3	15-1/8	3.9439	5.2536	327
6 x 2	30	1-1/2	9-15/16	.2598	.3461	102	12 x 8	39	3	14-7/16	4.6113	6.1426	322
6 x 2.25	28-11/16	1-1/2	9-5/8	.3300	.4396	102	12 x 9	33-13/16	3	13-1/8	6.3232	8.4231	315
6 x 2.5	27-3/8	1-1/2	9-5/16	.4096	.5456	101	14 x 6	63-1/16	3-1/2	21-7/16	2.3638	3.1488	420
6 x 2.75	26-1/16	1-1/2	8-15/16	.4993	.6650	100	14 x 6.5	60-3/8	3-1/2	20-3/4	2.7926	3.7200	416
6 x 3	24-3/4	1-1/2	8-5/8	.5999	.7992	100	14 x 7	57-13/16	3-1/2	20-1/16	3.2664	4.3511	411
6 x 3.25	23-1/2	1-1/2	8-5/16	.7131	.9499	99	14 x 7.5	55-1/8	3-1/2	19-3/8	3.7900	5.0486	404
6 x 3.5	22-1/8	1-1/2	7-7/8	.8408	1.1201	99	14 x 9	47-1/4	3-1/2	17-5/16	5.7412	7.6478	390
6 x 4	19-1/2	1-1/2	7-1/4	1.1528	1.5356	97	14 x 10	42	3-1/2	15-15/16	7.5046	9.9968	378
8 x 2.75	39-9/16	2	13-3/16	.4916	.6548	171	16 x 6.5	71-3/4	4	25	2.7649	3.6831	563
8 x 3	38-5/16	2	12-7/8	.5867	.7816	170	16 x 7	69-1/8	4	24-5/16	3.2222	4.2923	559
8 x 3.25	37	2	12-1/2	.6912	.9208	169	16 x 7.5	68-1/2	4	23-5/8	3.7215	4.9574	554
8 x 3.5	35-5/8	2	12-1/8	.8056	1.0731	168	16 x 8	63-7/8	4	22-15/16	4.2663	5.6830	549
8 x 3.75	34-1/4	2	11-13/16	.9304	1.2393	167	16 x 8.5	61-1/4	4	22-1/4	4.8609	6.4751	544
8 x 4	33-1/16	2	11-1/2	1.0665	1.4208	166							

* The capacities correspond to Simplex Type H and MO meters.

$$1 \text{ MGD} = 43.75 \text{ l.p.m.}$$

SUGGESTED SPECIFICATIONS FOR VENTURI TUBE, TYPE CT, CTB & CTJ

There shall be furnished under this item for installation in the _____ diameter line(s) at the point(s) shown in the plan(s) _____ Venturi tube(s) of the concentric type, constructed of cast iron meeting ASTM specification designation, A-48-46.

The Venturi Tube shall have 125# flanged ends. The laying length of the tube shall be approximately _____". The tube shall be designed to handle a maximum working pressure of _____ psi.

There shall be multiple piezometers at the main diameter. These holes shall be bronze bushed, with the ends of the bushing at right angles to and flush with the inside diameter of the tube, and free

from burrs.

There shall also be a 200° pressure ring at the throat section of the venturi tube, the inner wall of which will consist of the bronze throat liner.

This liner shall contain a sufficient number of holes leading from the inside diameter of the throat section to the pressure ring, these holes being at right angles to the throat and free from burrs.

For sewage flow the tube shall have a manually operated cleaning valve at both main and throat connections.

The Venturi tube(s) shall be Type (CT), (CTB), (CTJ), as manufactured by the Simplex Valve & Meter Company of Lancaster, Penna.

Cylinder Mounted
Direct Gas Feed
Chlorinator

3/8" Cl₂ Gas Line

Vent to
Outside

Chlorine
Cylinder

Water Main

Back Flow Valve
& Diffuser Assembly

Diffuser for Open
Channel (optional)

TOLERANCES UNLESS NOTED
FRACTIONS $\pm 1/64$ DECIMALS $\pm .005$

CAPITAL CONTROLS CO., INC.

Schematic Installation
Cl₂ Dry Gas Feeder

By C | Date Nov. 7, '62

Dwg. No. C-124-1

C A P I T U L O X I I

CONDUCCION - TIPO - CAPACIDAD - DISEÑO HIDRAULICO

SISTEMA DE DISTRIBUCION

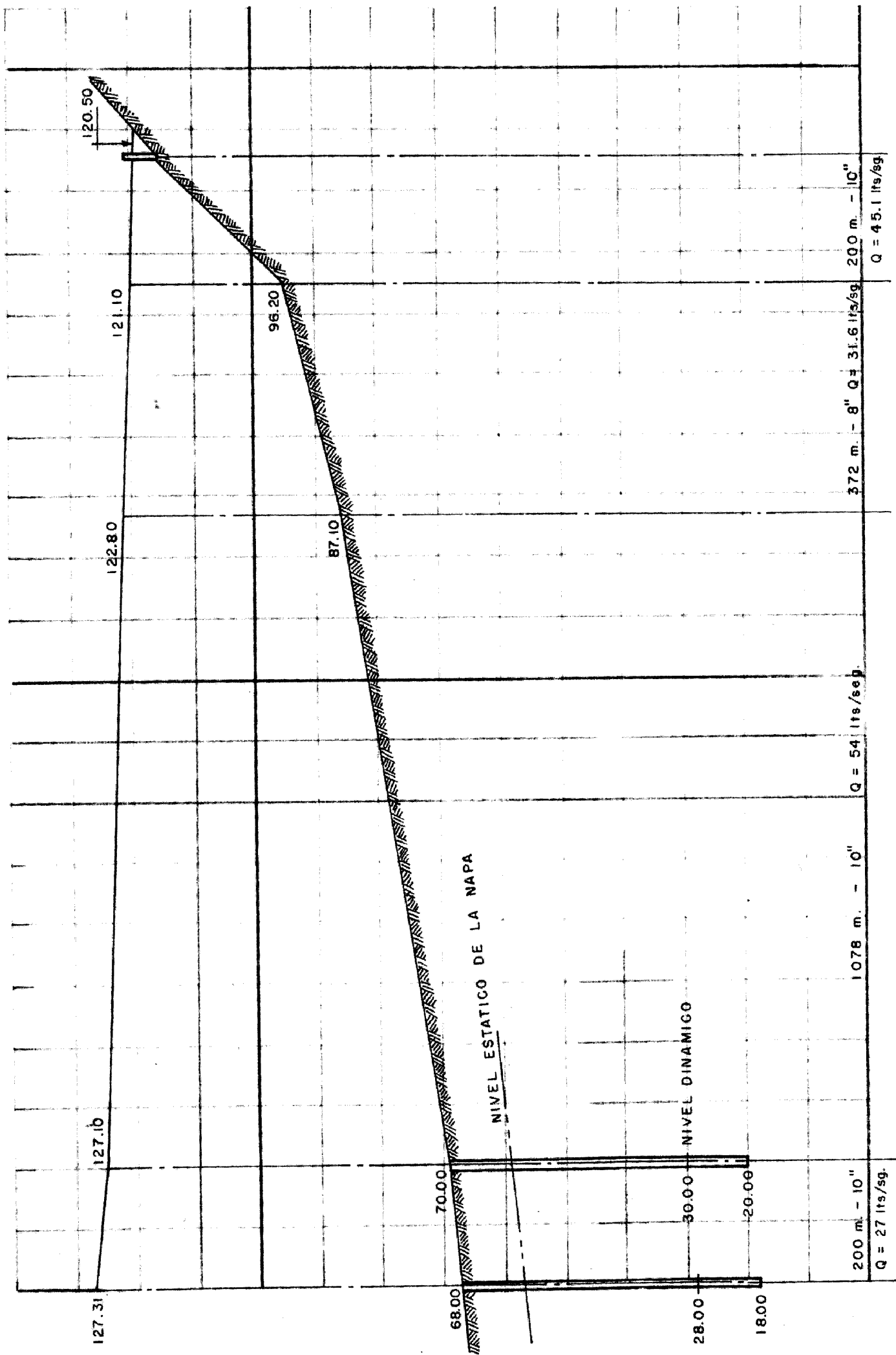
1.- CONDUCCION - (Línea de Impulsión).-

La línea de conducción estará constituida por tubería de ASBESTO-CEMENTO, que partiendo de los pozos, irá a conectarse con la red de distribución, con una longitud de 1278 ml. de 10" de diámetro.

Las presiones que soportará ésta tubería, serán las que se indican en los gráficos de las láminas Nos. 21 y 22, habiéndose previsto que el tipo de tubería a utilizarse será la de CLASE 150 lbs/pulg², con los diámetros y longitudes que se indican en las respectivas láminas.

Esta línea no dará servicio directo de conexiones domiciliarias, y sólo estará conectada con la red de tuberías matrices, en el punto F del esquema considerado.

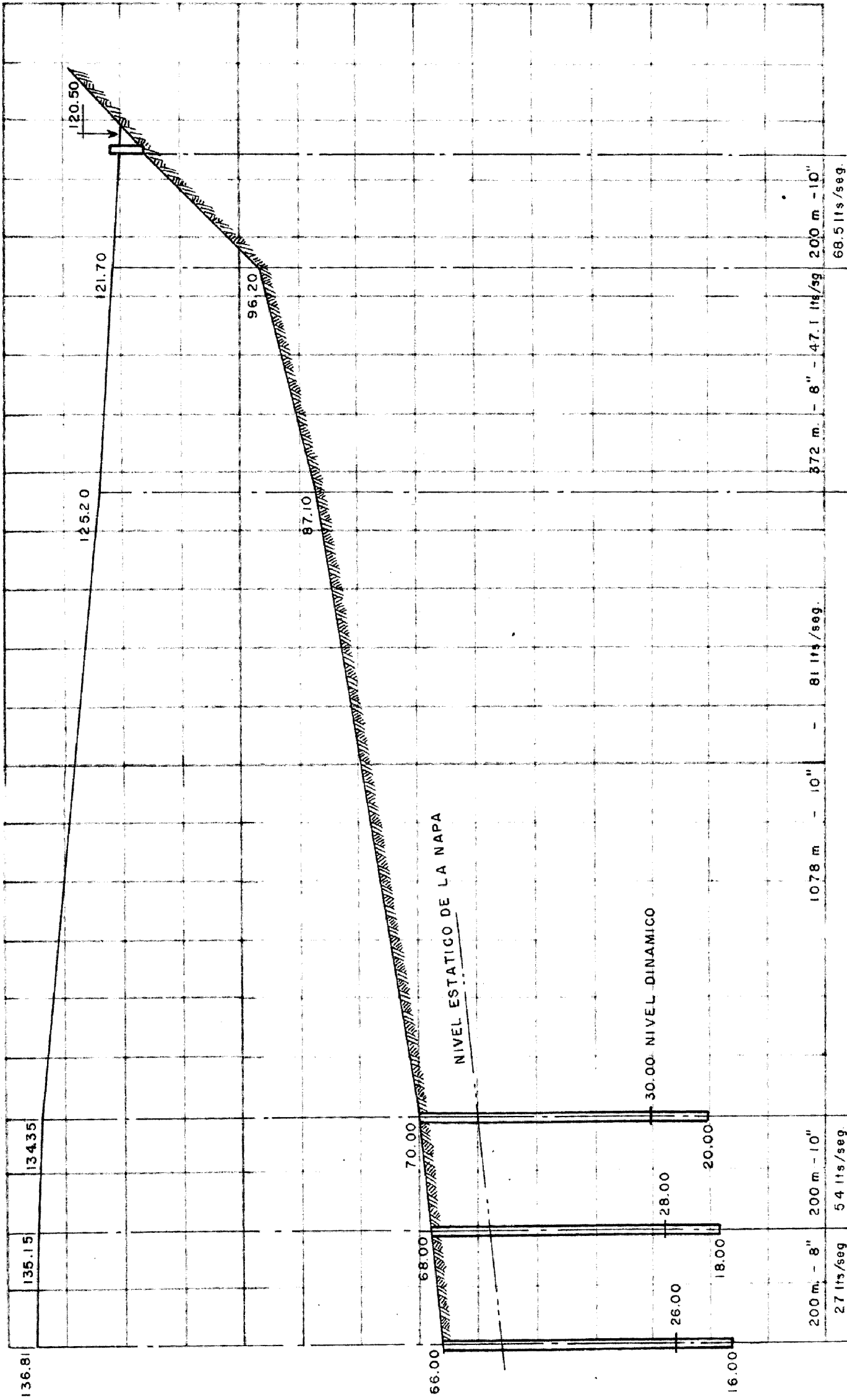
Tendrá capacidad para impulsar el gasto de bombeo para la Etapa final del diseño. - 81 l/s.-



PLANO PIEZOMETRICO DE LA LINEA DE IMPULSION PARA LA CONDICION MAS DESFAVORABLE

SALIDAS EN LA RED DEL CONSUMO MINIMO HORARIO - PRIMERA ETAPA

ESCALAS: H = 1:10,000
V = 1:1,000



PLANO PIEZOMETRICO DE LA LINEA DE IMPULSION PARA LA CONDICION MAS DESFAVORABLE

SALIDAS EN LA RED DEL CONSUMO MINIMO HORARIO - ETAPA FINAL

ESCALAS: H = 1:10,000
V = 1:1,000

C A P I T U L O - XIII

ALMACENAMIENTO DE REGULACION - CLASES DE RESERVORIOS - TIPO -
CARACTERISTICAS - CONTROLES

ALMACENAMIENTO :

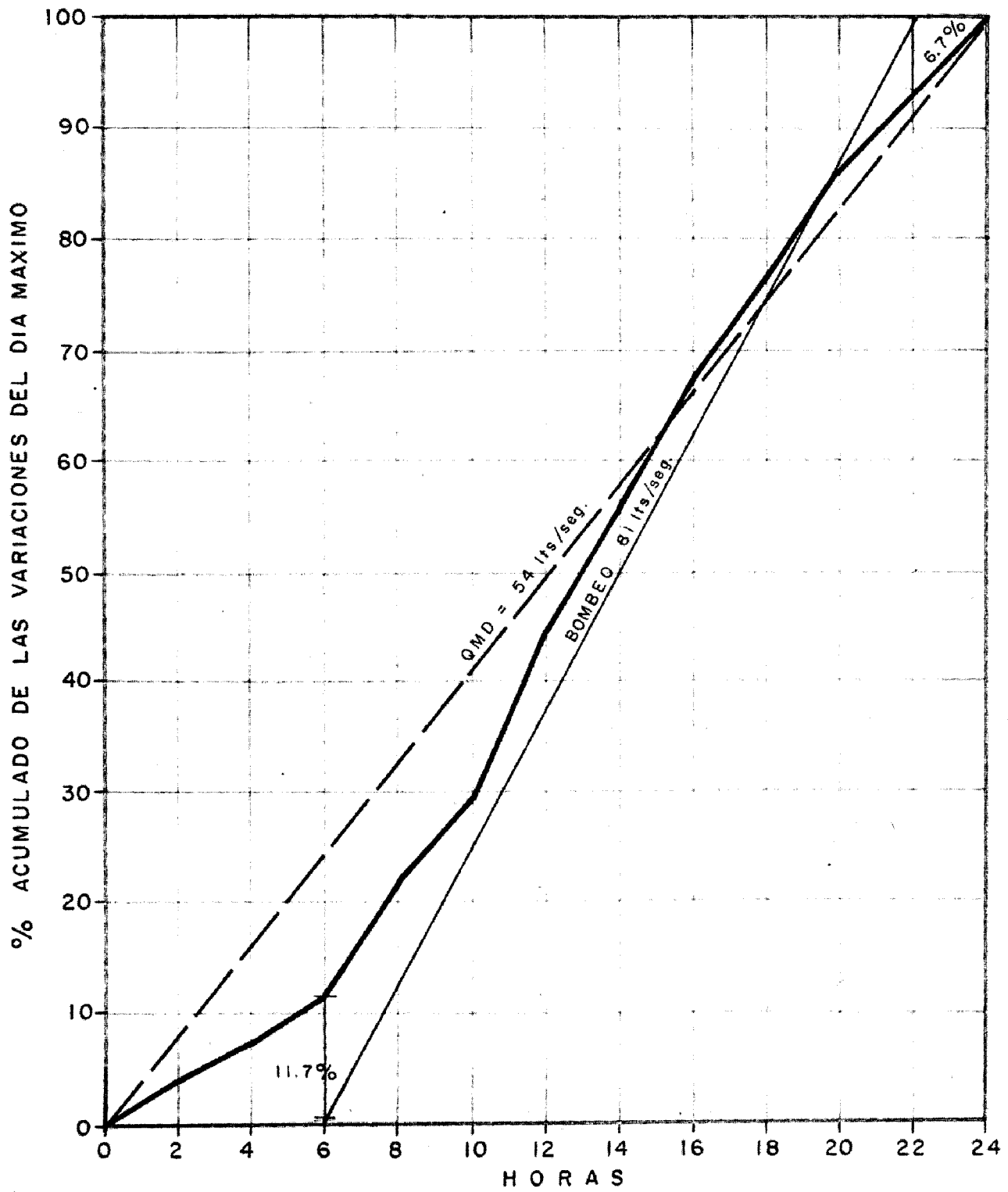
1.- Regulación.-

Se denomina así, a la cantidad de agua que habrá que almacenar para cubrir las horas de máximo consumo; éste volumen se determina haciendo un balance entre el caudal que ingresa a la red, y el que es extraído, habiéndose calculado el equipo de bombeo para abastecer en el momento de máximo consumo diario, es de suponer que en horas de máximo consumo horario, el reservorio proporcionará el déficit y en instantes en que el consumo es inferior al caudal abastecido, el excedente irá a almacenarse.

De acuerdo a las variaciones escogidas para este tipo de localidad, se ha graficado el diagrama masa de consumo de la población y el caudal bombeado, cuyos resultados se muestran en la lámina N° 23. El porcentaje de regulación, que resulta de sumar el máximo déficit y el máximo excedente es :

$$V = 11,7 + 6.7 = 18,4 \% \text{ del día máximo}$$

$$V = 54 \times 86.4 \times \frac{18.4}{100} = 858 \text{ m}^3.$$



Volumen de Regulación = 11.7 + 6.7 = 18.4% del día Máximo

$$54 \times 86.4 \times \frac{18.4}{100} = 858 \text{ m}^3$$

CALCULO DEL VOLUMEN DE REGULACION

2.- Reserva.-

Para la ciudad de Paiján, no se considera almacenamiento de reserva, ya que el sistema cuenta con 2 pozos en la primera etapa, accionados por equipos independientes, lo cual eliminaría la posibilidad de que el servicio se paralice por completo. La necesidad de cubrir una emergencia en caso de ruptura de la línea de conducción, se ha previsto al dotar un almacenamiento para incendio, el cual puede servir 2 horas con el consumo promedio diario anual.

3.- Incendio.-

Como se ha expuesto anteriormente, se ha considerado que el volumen necesario para combate de incendio será el que corresponda al abastecimiento de 2 grifos con 15 l.p.s. c/u. durante 2 horas.

$$\text{Volumen de Incendio} = 2 \times 15 \times 3.6 \times 2 = 216 \text{ m}^3.$$

4.- Volumen Total.-

$$V_T = 858 + 216 = 1,074 \approx 1,000 \text{ m}^3.$$

5.- Tipo de Reservorio.-

El reservorio será circular del tipo apoyado y estará ubicado en la Zona Este de Paiján en la cota 116.50 m. como se deduce del cálculo hidráulico.

Será del tipo flotante, ó sea que el agua ingresará y saldrá por la misma tubería según se trate del instante en que se presente consumos superiores ó inferiores al caudal suministrado por las bombas.

6.- Características.-

El reservorio circular tendrá 18 m. de diámetro interior, 4 m. de altura de agua, techo en forma de cúpula. (Lámina N° 24).

7.- Controles.-

El sistema de tuberías y accesorios de entrada y salida, rebose y desagüe serán de Fierro Fundido, \emptyset 8".-

C A P I T U L O X I V

RED DE DISTRIBUCION - SISTEMA - DESARROLLO DEL COMPUTO HIDRAULICO

VALVULAS - HIDRANTES PARA INCENDIO - ESQUEMA DE LA RED

1.- GENERALIDADES :

En un sistema general de abastecimiento de agua potable, la red de distribución representa un factor importante, por cuanto, le corresponde del 50 al 60 % del valor total de la obra, por lo tanto es necesario dedicar especial atención a su diseño.

El diseño se hará para las condiciones más desfavorables en la red, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.

2.- SISTEMA DE DISTRIBUCION :

La fuente de abastecimiento de la localidad de Paiján está constituida por pozos, por lo tanto, se presentan dos alternativas para conducir el caudal necesario desde la estación de bombeo hasta el reservorio :

- 1.- Bombeo a través de la Red con Reservorio Flotante.
- 2.- Bombeo al Reservorio por una línea de impulsión independiente, con Reservorio de Cabecera.

Entre las dos alternativas, indudablemente la primera es la más económica.

nómica. Por una parte, la cantidad de tubería necesaria es normalmente menor, lográndose la máxima economía, cuando la estación de bombeo y el reservorio están en los extremos opuestos del sistema, es decir, con la red de distribución en el medio; este es el caso de Paiján. Así mismo, se reduce el costo de la energía necesaria para propulsar las bombas, puesto que las pérdidas de carga son menores. Esta última condición se visualiza fácilmente recordando que las pérdidas de carga en una tubería, son proporcionales aproximadamente al cuadrado de los gastos.

En el caso de bombeo contra la red, el caudal total de impulsión se divide en varios tramos, y parte de dicho gasto se consume en la red antes de entrar al reservorio.

La segunda alternativa, ó sea el bombeo con una línea de impulsión directa al reservorio, resulta más costosa, tanto desde el punto de vista de inversión inicial como del costo de operación. En este caso, se requiere mayor longitud de tubería, y el costo de energía para propulsar las bombas es mayor, puesto que todo el caudal de impulsión debe llegar primero al reservorio, por una sola tubería para luego ser distribuido por este.

Sin embargo, la solución de bombear a través de la red, presenta un inconveniente que obliga a descartar este planteamiento, y así sucede cuando la altura dinámica total de la bomba es tan grande, que las presiones - en algunos puntos de la red sobrepasan los límites recomendados. En otras palabras, el bombeo contra la red no debe emplearse cuando el desnivel entre la estación de bombeo y el reservorio es grande.

El sistema de instalación de Paiján, presenta características favorables para adoptar la solución de bombear contra la red, pues las presiones más altas a la entrada de la misma, en el caso más desfavorable, no sobrepasa los 45 mts. de presión, además, estando la red en una posición intermedia entre el pozo y el reservorio, cumple la condición más favorable para la economía en tubería.

Por lo expuesto, se adopta la solución de bombeo a través de la red, del caudal equivalente a la demanda promedio del día de máximo consumo.

3.0.- Cálculo Hidráulico de las Matrices.-

El sistema arterial planteado, consiste en una sola zona de servicio, pues las características topográficas de la localidad así lo permiten, habiéndose dividido el sistema de matrices en 3 circuitos cerrados, que cubren toda el área a servir al final del período de diseño. (Lámina N° 25).

El cálculo hidráulico se ha efectuado cumpliendo el método de Hardy Cross, mediante el método simplificado de O'Connor, habiéndose tenido en consideración el funcionamiento del sistema en los casos siguientes :

3.1.- Demanda de Incendio más el Consumo Correspondiente al Gasto Máximo Diario.-

Esta condición ha sido planteada en dos casos (Caso 4, y

Caso 5), (Lámina N° 26 y 27), para determinar cual de ellos es el más desfavorable, cuando el suministro corre en la parte alta - Norte ó Sur; siendo ésta última la condición más desfavorable, y en consecuencia la que determina la ubicación del reservorio.

El caudal resultante para el diseño es el siguiente :

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{Máx. diario}} + Q_{\text{Incendio.}}$$

$$Q_d = 54 + 30 = 84 \text{ l.p.s.}$$

Esta es la situación más desfavorable que pueda presentarse en el sistema.

Cuando se produce el siniestro, es necesario conducir el agua hacia el punto de combate, concentrándose el flujo hacia un solo punto y esto significa que las matrices deberán tener un diámetro suficiente para conducir el caudal necesario y mantener una presión mínima en el punto más desfavorable. Para el presente caso, el reservorio contribuye con un caudal de 3 l.p.s.

El cálculo hidráulico, se ha efectuado considerando que el valor del coeficiente de rugosidad de la fórmula de Hazen y Williams sea de $C = 140$, la selección de los diámetros de las tuberías matrices, ha sido hecho de tal manera que no sobrepase una velocidad de 2.00 mt/seg.

Los diámetros determinados en este caso, servirán de base

para el cálculo de los casos planteados a continuación.

El esquema hidráulico se muestra en el Caso N° 5, en la lámina N° 27, igualmente, la determinación de la cota del reservorio, figura en el cuadro de presiones correspondiente.

3.2.- Demanda Correspondiente al Consumo Mínimo Horario - Etapa Final.-

Corresponde al Caso N° 3, lámina N° 28, y ha sido planteado por ser la condición más desfavorable para la determinación de la potencia de los equipos de bombeo, por cuanto se produce la mayor pérdida de carga en la red, ocasionada por el paso de mayor gasto a través de la red, en camino al reservorio.

Este caso corresponde para el final del período de diseño, por lo tanto, los datos extraídos de éste cálculo para la determinación de la potencia de los equipos de bombeo, corresponden a la reposición de equipos para la segunda etapa.

Los caudales utilizados para el cálculo, son los siguientes :

Consumo de la Población = Gasto Mínimo Horario	= 12.5 l/s (30 % Q_p)
Caudal de bombeo	= 81.0 l.p.s.
Caudal que llega al reservorio $81 - 12.5$	= 68.5 l.p.s.

El cálculo hidráulico ha sido efectuado utilizando los diámetros ya

determinados en los casos anteriores.

El esquema hidráulico se encuentra en la lámina N° 28, y a continuación de éste, el Cuadro de presiones correspondiente.

3.3. Demanda Mínimo Horario - Primera Etapa.-

Corresponde al Caso N° 6, éste ha sido planteado para calcular la potencia de los equipos de bombeo para la primera etapa, ó sea para determinar las características de los equipos para la instalación inmediata.

Este Caso, es similar al Caso N° 3, con la diferencia de que para el presente solo se utilizarán 2 pozos.

Los caudales utilizados para el cálculo son los siguientes :

Consumo de la Población = Gasto Mínimo Horario = 30 % Q_p = 8.9 l/s.

Caudal de Bombeo = 54 l/s.

Caudal que llega al Reservorio = 54 - 8.9 = 45.1 l/s.

En forma similar a los Casos anteriores, se han utilizado los diámetros determinados en el Caso N° 5.

El esquema hidráulico se muestra en la lámina N° 29 y a continuación de éste, el Cuadro de Presiones correspondiente.

3.4.- Demanda Correspondiente al Máximo Horario.-

Corresponde al Caso N° 1, ha sido planteado con el fin de verificar que se obtengan las presiones mínimas establecidas en la red, a partir de las condiciones de los diámetros de la tubería y potencia de los equipos, valores ya determinados en casos anteriores.

El caudal de diseño de este Caso, es el correspondiente al gasto máximo horario y es igual a 83 l.p.s.; el reservorio contribuye con 2 l.p.s., para complementar al servicio proveniente de los pozos.

Como en los casos anteriores, para el cálculo hidráulico han sido utilizados los diámetros determinados en el Caso N° 5.

El esquema hidráulico se muestra en la lámina N° 30, y a continuación de éste, el Cuadro de Presiones correspondiente.

3.5.- Demanda Correspondiente al Máximo Diario, Con Servicio Único del Reservorio.-

Corresponde al Caso N° 2, ha sido planteado para verificar las presiones en la red, cuando el servicio proviene exclusivamente del reservorio, es decir, que se prescindiera de los pozos; esta situación se puede presentar en los casos siguientes :

- a) Cuando esté el reservorio lleno, y se detengan los equipos de bombeo de los pozos.
- b) Cuando ocurran desperfectos en el suministro de energía para el funcionamiento de los equipos.

El caudal de diseño para el cálculo del presente Caso, es el correspondiente al consumo promedio del día máximo, lógicamente esta situación es la más desfavorable de todas las que pueden presentarse en las condiciones planteadas. El caudal de diseño es de 54 l.p.s.

Como en los casos anteriores, para el cálculo hidráulico, se han utilizado los diámetros determinados en el primer Caso .

El esquema hidráulico se muestra en la lámina N° 31, y a continuación de éste el Cuadro de Presiones correspondiente.

4.0.- Descripción de la Red Proyectada.-

De acuerdo al estudio de los Casos planteados para el diseño de la red de distribución, se deduce que el dimensionamiento de tuberías matrices establecido para los Casos Nos. 4 y 5, es el que prevalece, y en consecuencia el que se adopta como sistema de tuberías matrices.

Este sistema comprende 3 anillos ó circuitos cerrados, que abarcan, tanto el área actual, como la que se estima se desarrollará en el futuro.

El sistema de circuitos matrices está formado por tuberías de 8" y 6" de diámetro, la red de relleno es íntegramente de 4" de diámetro. La red es alimentada según el caso, por la línea de impulsión de 10" de diámetro proveniente de la batería de pozos y/o del reservorio por una tubería de 8" de diámetro.

Se ha proyectado la instalación de grifos contra incendio, de tal manera que permitan combatir un siniestro con el auxilio de dos grifos en cualquier punto de la ciudad, teniendo en cuenta que las mangueras sean de 150 mts. de longitud. Estos grifos serán del tipo "Flor de Tierra", con una boquilla de 2 1/2", en su base llevarán codo con terminal de campana para conexión a tubería de 4" de diámetro. Igualmente, se ha proyectado la colocación de válvulas, para aislar en caso de reparación, un circuito no mayor de 300 mts.. Estas válvulas serán del tipo de compuerta, con terminal especial para acoplamiento con tubería de asbesto - cemento tipo "MAZZA".

La tubería a emplearse será de asbesto - cemento, Tipo "MAZZA" CLASE 105, los accesorios serán de fierro fundido, con terminal del tipo unión para tubería de asbesto - cemento tipo "MAZZA".

La presión más desfavorable que soportará la red, es la estática, que es del orden de los 45 mts. Las presiones dinámicas, se presentan en el cuadro respectivo del Caso N° 5, siendo la menor del orden de 15 mts.

4.1.- Metrado de la Red.-

El metrado de la red a instalarse en la primera etapa de obras,
es como sigue :

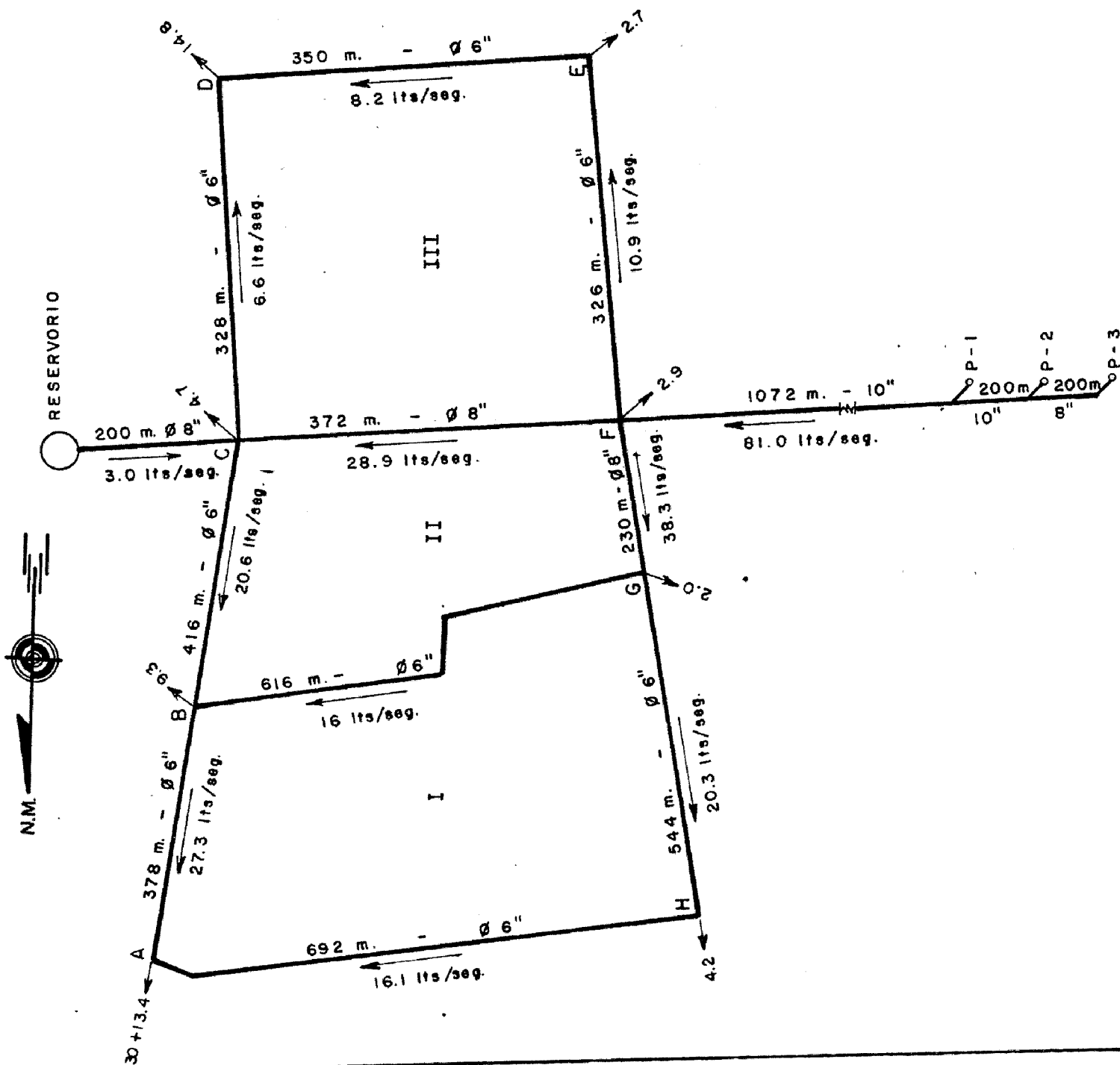
Tubería de A-C tipo MAZZA - CLASE 105	∅ 10"	200 ml.
Tubería de A-C tipo MAZZA - Clase 105	∅ 8"	627 ml.
Tubería de A-C tipo MAZZA - CLASE 105	∅ 6"	3,011 ml.
Tubería de A-C tipo MAZZA - CLASE 105	∅ 4"	9,005 ml.
Grifos contra incendio tipo flor de tierra		17
Válvulas de compuerta de ∅ 8"		4
Válvulas de compuerta de ∅ 6"		10
Válvulas de compuerta de ∅ 4"		76

CONDICION DE CALCULO No 4

SALIDAS CON CAUDAL MAXIMO DIARIO EN COMBINACION
CON SALIDA DE INCENDIO POR EL EXTREMO NORTE

$Q = 54 + 30 = 84 \text{ lts/seg.}$

CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAM. Ø	CAUDAL lts/seg.	hf m.	1.85 h/q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	-27.3	-4.75	0.345	1.49
	B G	616	6"	-16.0	-3.00	0.350	0.88
	G H	544	6"	+20.3	+4.10	0.395	1.20
	H A	692	6"	+16.1	+3.55	0.405	0.88
$\Delta = \frac{-0.10}{1.495} = -0.06$							
II	B C	416	6"	-20.6	-3.45	0.305	1.12
	C F	372	8"	-28.9	-0.95	0.060	0.89
	F G	230	8"	+38.3	+1.50	0.073	1.18
	G B	616	6"	+16.0	+3.00	0.350	0.88
$\Delta = \frac{+0.15}{0.788} = +0.2$							
III	C D	328	6"	+6.6	+0.30	0.090	0.35
	D E	350	6"	-8.2	-0.50	0.115	0.47
	E F	326	6"	-10.9	-0.80	0.140	0.60
	F C	372	8"	+28.9	+0.95	0.060	0.89
$\Delta = \frac{-0.05}{0.405} = -0.1$							



CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 4

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA Mt.	DIFERENCIA DE COTAS		H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA Mts.
	ENTRADA	SALIDA					
C B	96.20	94.00	19.00	+	2.20	3.45	17.75
B A	94.00	92.00	17.75	+	2.00	4.75	15.00 (Min)
A H	92.00	87.50	15.00	+	4.50	3.55	15.95
C F	96.20	87.10	19.00	+	9.10	0.95	27.15
F G	87.10	87.30	27.15	-	0.20	1.50	25.45
G D	96.20	97.50	19.00	-	1.30	0.30	17.40
D E	97.50	86.25	17.40	+	11.25	0.50	28.15

Cota piezométrica en el punto C = 19.00 + 96.20 = 115.20 mt.

- Determinación de Cota de Fondo del Reservorio.-

TRAMO R - C

$$\left. \begin{array}{l}
 Q = 3.0 \text{ lps.} \\
 D = 8'' \text{ } \phi \\
 L = 200 \text{ m.} \\
 C = 140
 \end{array} \right\} S = 0.01 \% \rightarrow h_f = 0.0001 \times 200 = 0.02 \text{ mt.}$$

Luego :

$$\text{Cota de fondo del reservorio} = 115.20 + 0.02 = 115.22 \text{ m.}$$

N O T A : Habiéndose determinado que la cota del reservorio será 116.50 mts. las presiones para éste caso, tendrán que ser incrementadas en :

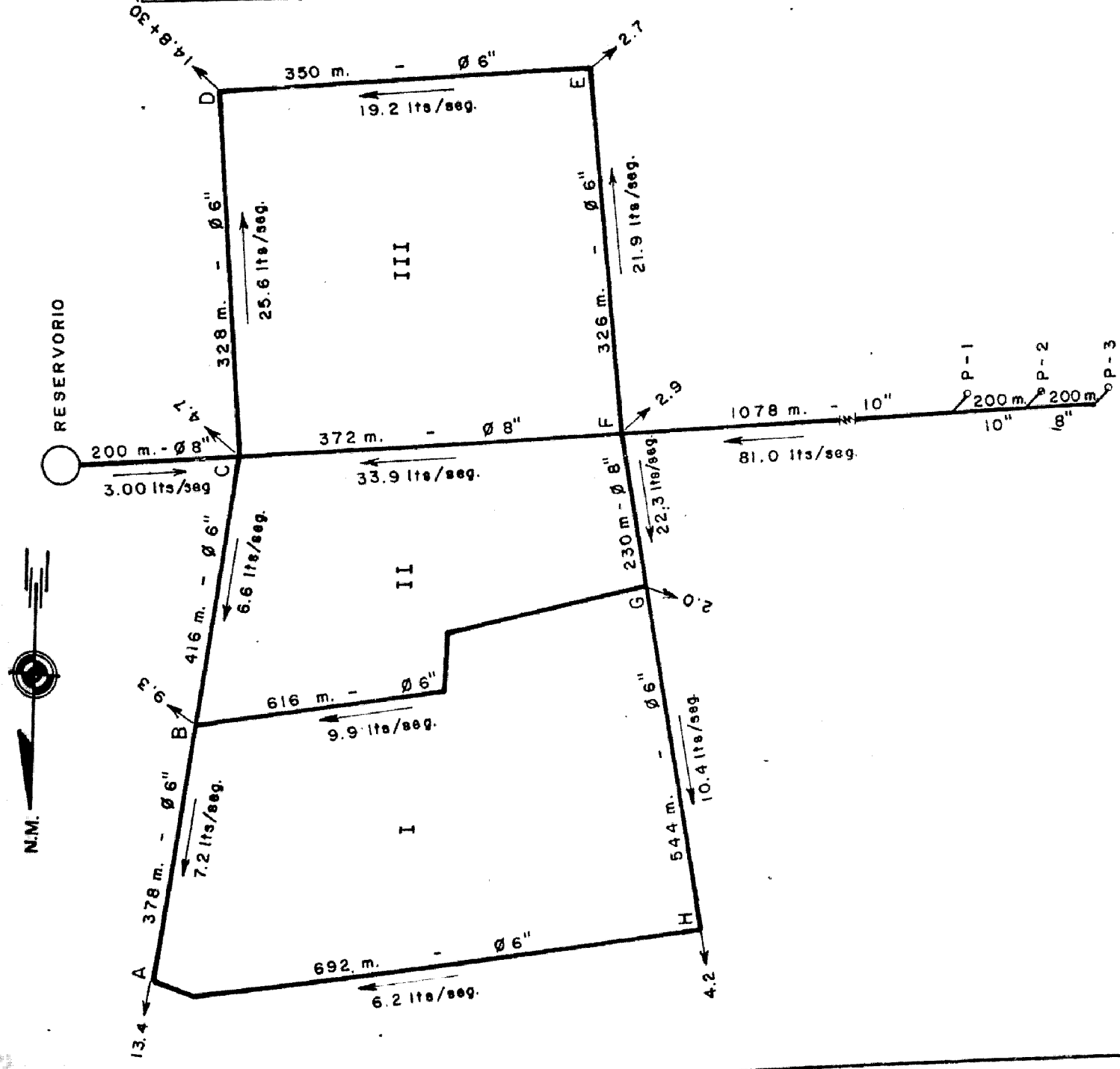
$$116.50 - 115.22 = \underline{1.28 \text{ mt.}}$$

CONDICION DE CALCULO No 5

SALIDAS CON CAUDAL MAXIMO DIARIO EN COMBINACION
CON SALIDA DE INCENDIO POR EL EXTREMO SUR

$Q = 54 + 30 = 84 \text{ lts/seg.}$

CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAM. Ø	CAUDAL lts/seg.	hf m.	1.85 h/Q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	- 7.2	- 0.40	0.108	0.39
	B G	616	6"	- 9.9	- 1.20	0.238	0.55
	G H	544	6"	+ 10.4	+ 1.20	0.220	0.57
	H A	692	6"	+ 6.2	+ 0.58	0.180	0.34
$\Delta = \frac{+0.18}{-0.751} = +0.2$							
II	B C	416	6"	- 6.6	- 0.40	0.110	0.36
	C F	372	8"	- 33.9	- 1.25	0.068	1.04
	F G	230	8"	+ 22.3	+ 0.53	0.044	0.70
	G B	616	6"	+ 9.9	+ 1.20	0.238	0.55
$\Delta = \frac{+0.08}{-0.460} = +0.2$							
III	C D	328	6"	+ 25.6	+ 3.90	0.278	1.40
	D E	350	6"	- 19.2	- 2.45	0.230	1.06
	E F	326	6"	- 21.9	- 2.80	0.240	1.20
	F C	372	8"	+ 33.9	+ 1.25	0.068	1.04
$\Delta = \frac{-0.10}{0.816} = -0.1$							



CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 5

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA	DIFERENCIA DE COTAS	H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA
	ENTRADA	SALIDA				
C B	96.20	94.00	20.20	+ 2.20	0.40	22.00
B A	94.00	92.00	22.00	+ 2.00	0.40	23.60
A H	92.00	87.50	23.60	+ 4.50	0.58	28.10
C F	96.20	87.10	20.20	+ 9.10	1.25	28.05
F G	87.10	87.30	28.05	- 0.20	0.53	27.32
C D	96.20	97.50	20.20	- 1.30	3.90	15.00 (Min)
D E	97.50	86.25	15.00	+ 11.25	2.45	23.80

Cota piezométrica punto C = 20.20 + 96.20 = 116.40 mts.

- Determinación de la Cota de Fondo del Reservorio.

Tramo R - C

$$\left. \begin{array}{l}
 Q = 3 \text{ lps.} \\
 D = 8'' \text{ } \phi \\
 L = 200 \text{ mt.} \\
 C = 140
 \end{array} \right\} S = 0.01 \% \rightarrow h_f = 0.0001 \times 200 = 0.02 \text{ mt.}$$

Luego :

$$\text{Cota de fondo del Reservorio} = 116.40 + 0.02 = 116.42 \text{ mt.}$$

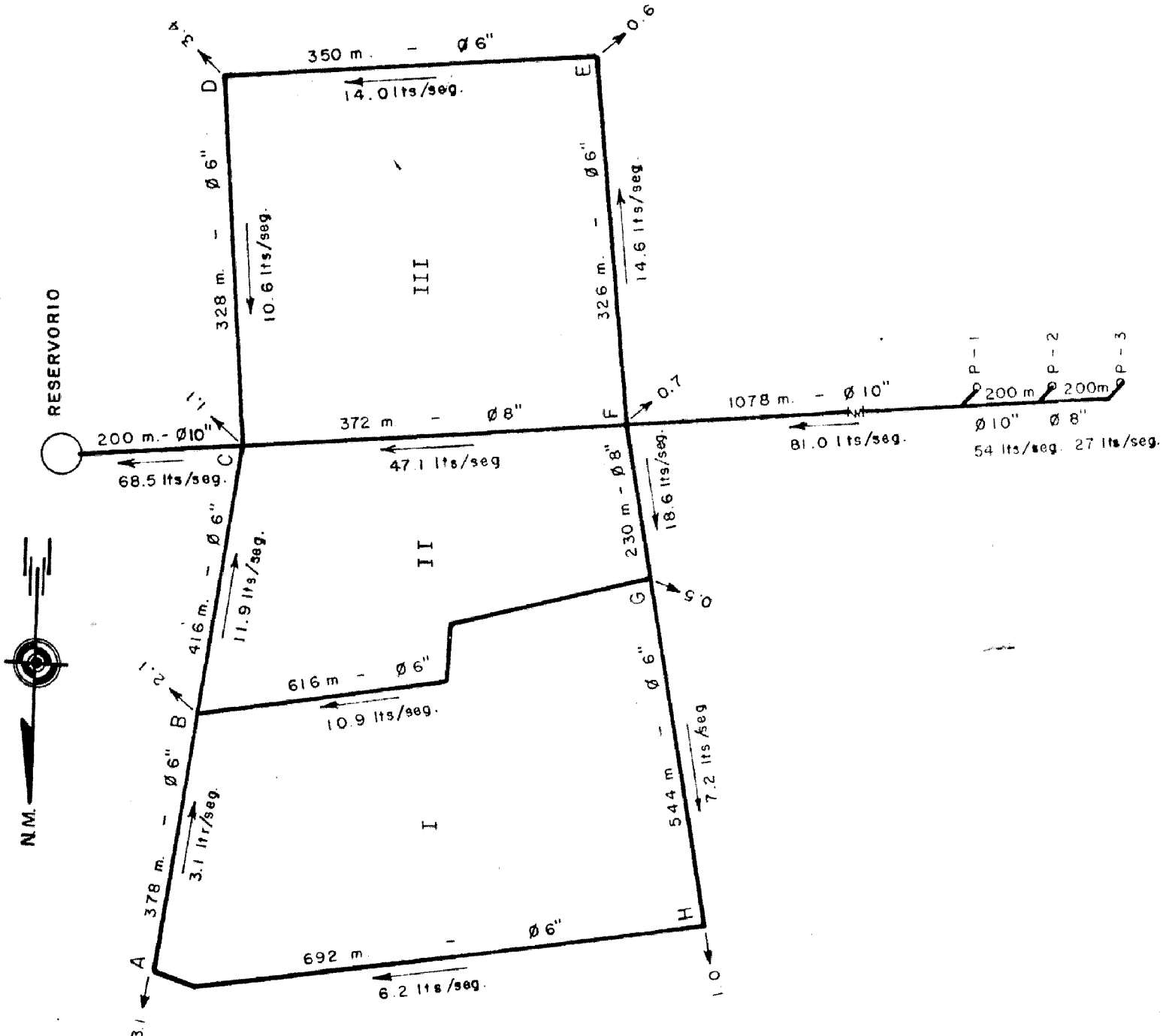
Siendo éste el caso más desfavorable, se adopta como cota de fondo del reservorio la cifra de 116.50 mt.

CONDICION DE CALCULO No 3
ETAPA FINAL

SALIDAS CON CAUDAL "Mínimo Horario"
Q = 12.5 lts/seg.

CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAM. Ø	CAUDAL lts/seg.	hf m.	1.85 h/Q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	+ 3.1	+ 0.1	0.055	0.15
	B G	616	6"	- 10.9	- 1.5	0.260	0.57
	G H	544	6"	+ 7.2	+ 0.6	0.160	0.40
	H A	692	6"	+ 6.2	+ 0.6	0.180	0.33
$\Delta = \frac{-0.2}{0.655} = -0.3$							
II	B C	416	6"	+ 11.9	+ 1.2	0.190	0.65
	C F	372	8"	- 47.1	- 3.5	0.135	1.42
	F G	230	8"	+ 18.6	+ 0.4	0.039	0.58
	G B	616	6"	+ 10.9	+ 1.5	0.260	0.57
$\Delta = \frac{-0.4}{0.624} = -0.6$							
III	C D	328	6"	- 10.6	- 0.8	0.135	0.57
	D E	350	6"	- 14.0	- 1.4	0.180	0.78
	E F	326	6"	- 14.6	- 1.3	0.170	0.80
	F C	372	8"	+ 47.1	+ 3.5	0.135	1.42
$\Delta = 0 - 0 = 0$							

Q promedio anual = 41.5 lts/seg
 Q mínimo horario (30% Prom.) = 12.5 lts/seg.
 Q bombeo = 81 lts/seg.
 Q al Reservorio = 81 - 12.5 = 68.5 lts/seg.



CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 3

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA (Mts)	DIFERENCIA DE COTAS	H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA (Mts)
	ENTRADA	SALIDA				
C B	96.20	94.00	15.50	+ 2.20	1.2	18.90
B A	94.00	92.00	18.90	+ 2.00	0.1	18.40
A H	92.00	87.50	18.40	+ 4.50	0.6	21.00
C F	96.20	87.10	15.50	+ 9.10	3.5	28.10
F G	87.10	87.30	28.10	- 0.20	0.4	27.50
C D	96.20	97.50	15.50	- 1.30	0.8	15.00 (Min)
D E	97.50	86.25	15.00	+ 11.25	1.4	27.65

Cota piezométrica en el Punto C = 15.50 + 96.20 = 111.70 mt.

- Determinación de la Cota de Fondo del Reservorio.-

Tramo R - C

$$\left. \begin{array}{l}
 Q = 68.5 \text{ lps.} \\
 D = 10'' \text{ } \phi \\
 L = 200 \text{ mt.} \\
 C = 140
 \end{array} \right\} S = 0.63 \% \Rightarrow h_f = 0.0063 \times 200 = 1.26 \text{ mt.}$$

Luego :

$$\text{Cota del fondo del Reservorio} = 111.70 - 1.26 = 110.44 \text{ mt.}$$

N O T A : Habiéndose determinado que la cota de fondo del reservorio será 116.50 mt. las presiones para éste caso serán incrementadas en :

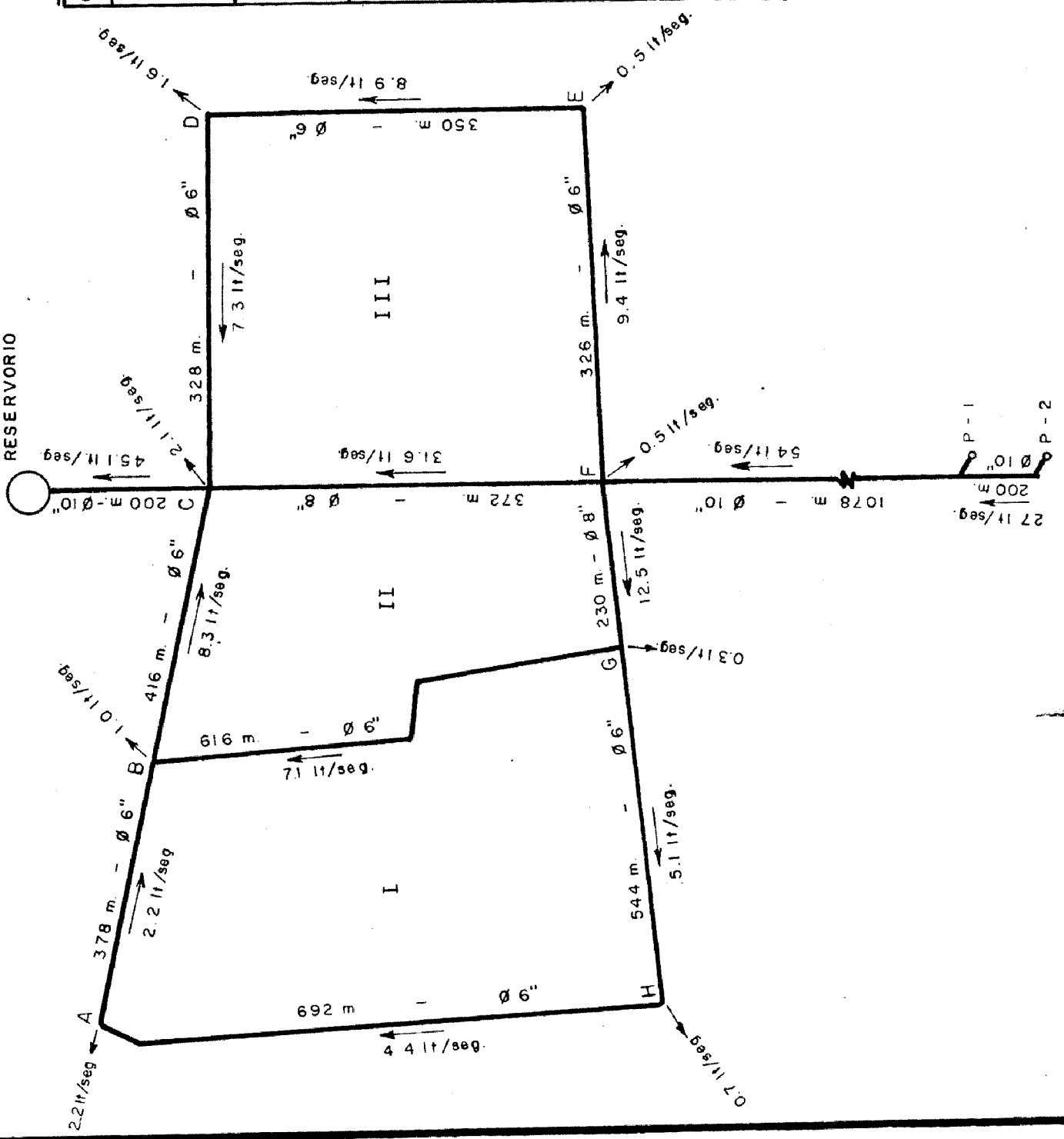
$$116.50 - 110.44 = \underline{\underline{6.06 \text{ mt.}}}$$

CONDICION DE CALCULO No. 6

PRIMERA ETAPA

Salidas con caudal "Mínimo Horario"

Q = 8.9 lt/seg



CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAMTR. ø	CAUDAL lt/seg.	hf. m.	1.85 h/Q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	+ 2.2	0.	0.040	0.10
	B G	616	6"	- 7.1	- 0.7	0.190	0.45
	G H	544	6"	+ 5.1	+ 0.3	0.119	0.38
	H A	692	6"	+ 4.4	+ 0.3	0.138	0.25
$\Delta = \frac{-0.1}{0.487} = -0.2$							
II	B C	416	6"	+ 8.3	+ 0.6	0.138	0.60
	C F	372	8"	- 31.6	- 1.7	0.095	1.05
	F G.	230	8"	+ 12.5	+ 0.2	0.024	0.48
	G B	616	6"	+ 7.1	+ 0.7	0.190	0.45
$\Delta = \frac{-0.2}{0.447} = 0.4$							
III	C D	328	6"	- 7.3	- 0.4	0.100	0.45
	D E	350	6"	- 8.9	- 0.6	0.128	0.65
	E F	326	6"	- 9.4	- 0.6	0.120	0.70
	F C	372	8"	+ 31.6	+ 1.7	0.095	1.05
$\Delta = \frac{+0.1}{0.443} = +0.2$							

- Q Promedio anual = 29.6 lt/seg.
- Q Mínimo-horario (30% Qp.) = 8.9 lts/seg.
- Q Bombeo = 54 lt/seg.
- Q al Reservorio = 54 - 8.9 = 45.1 lt/seg.

CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 6

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA (Mt)	DIFERENCIA DE COTAS	H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA (Mts.)
	ENTRADA	SALIDA				
C B	96.20	94.00	15.90	+ 2.20	0.6	18.70
B A	94.00	92.00	18.70	+ 2.00	0.0	20.70
A H	92.00	87.50	20.70	+ 4.50	0.3	25.50
C F	96.20	87.10	15.90	+ 9.10	1.70	26.60
F G	87.10	87.30	26.60	- 0.20	0.2	26.20
C D	96.20	97.50	15.90	- 1.30	0.4	15.00 (Min)
D E	97.50	86.25	15.00	+ 11.25	0.6	26.85

Cota piezométrica del punto C = $15.90 + 96.20 = 112.10$ mt.

- Determinación de la Cota de Fondo del Reservorio.-

Tramo R - C

Q = 45.1 lps.
D = 10" ϕ
L = 200 m.
C = 140

$$S = 0.3 \% \Rightarrow h_f = 0.003 \times 200 = 0.60 \text{ mt.}$$

Luego :

Cota de fondo del Reservorio = $112.10 - 0.60 = 111.50$ mt.

N O T A :

Habiéndose determinado que la cota de fondo del reservorio será 116.50 mt. las presiones para este caso serán incrementadas en

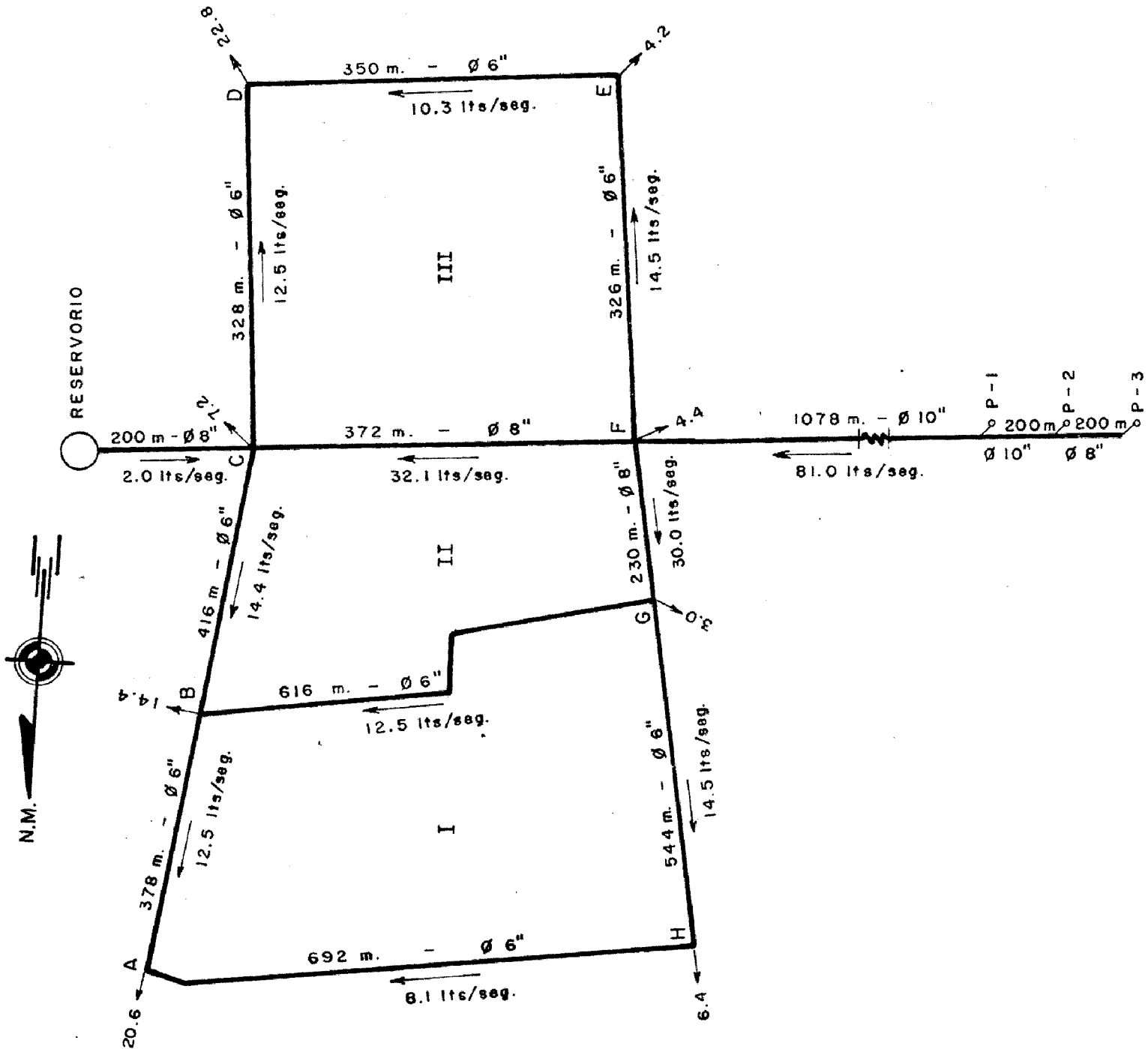
$$116.50 - 111.50 = \underline{\underline{5.00 \text{ mt.}}}$$

CONDICION DE CALCULO No 1

SALIDA CON CAUDAL MAXIMO HORARIO

Q = 83 lts/seg.

CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAMET. Ø	CAUDAL lts/seg.	hf m.	1.85 h/Q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	- 12.5	- 1.17	0.173	0.68
	B G	616	6"	- 12.5	- 1.91	0.290	0.68
	G H	544	6"	+ 14.5	+ 2.35	0.290	0.80
	H A	692	6"	+ 8.1	+ 1.00	0.230	0.44
$\Delta = \frac{+0.27}{0.983} = +0.3$							
II	B C	416	6"	- 14.4	- 1.67	0.218	0.79
	C F	372	8"	- 32.1	- 1.11	0.065	1.00
	F G	230	8"	+ 30.0	+ 0.92	0.057	0.93
	G B	616	6"	+ 12.5	+ 1.91	0.290	0.68
$\Delta = \frac{+0.05}{0.630} = +0.1$							
III	C D	328	6"	+ 12.5	+ 1.00	0.150	0.68
	D E	350	6"	- 10.3	- 0.75	0.132	0.58
	E F	326	6"	- 14.5	- 1.30	0.169	0.80
	F C	372	8"	+ 32.1	+ 1.11	0.065	1.00
$\Delta = \frac{+0.06}{0.516} = +0.1$							



CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 1

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA(mt.)	DIFERENCIA DE COTAS	H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA (mt.)
	ENTRADA	SALIDA				
C B	96.20	94.00	17.30	+ 2.20	1.67	17.83
B A	94.00	92.00	17.83	+ 2.00	1.17	18.66
A H	92.00	87.50	18.66	+ 4.50	1.00	22.10
C F	96.20	87.10	17.30	+ 9.10	1.11	25.29
F G	87.10	87.30	25.29	- 0.20	0.92	24.17
C D	96.20	97.50	17.30	- 1.30	1.00	15.00 (Min)
D E	97.50	86.25	24.17	+ 11.25	1.75	34.67

Cota piezométrica del punto C = 17.30 + 96.20 = 113.50

- Determinación de la Cota de Fondo del Reservorio.-

Tramo R - C

Q = 2 lps.

D = 8" ∅

L = 200 mt.

C = 140

S = 0.01 % \rightarrow h_f = 0.0001 x 200 = 0.02 mt.

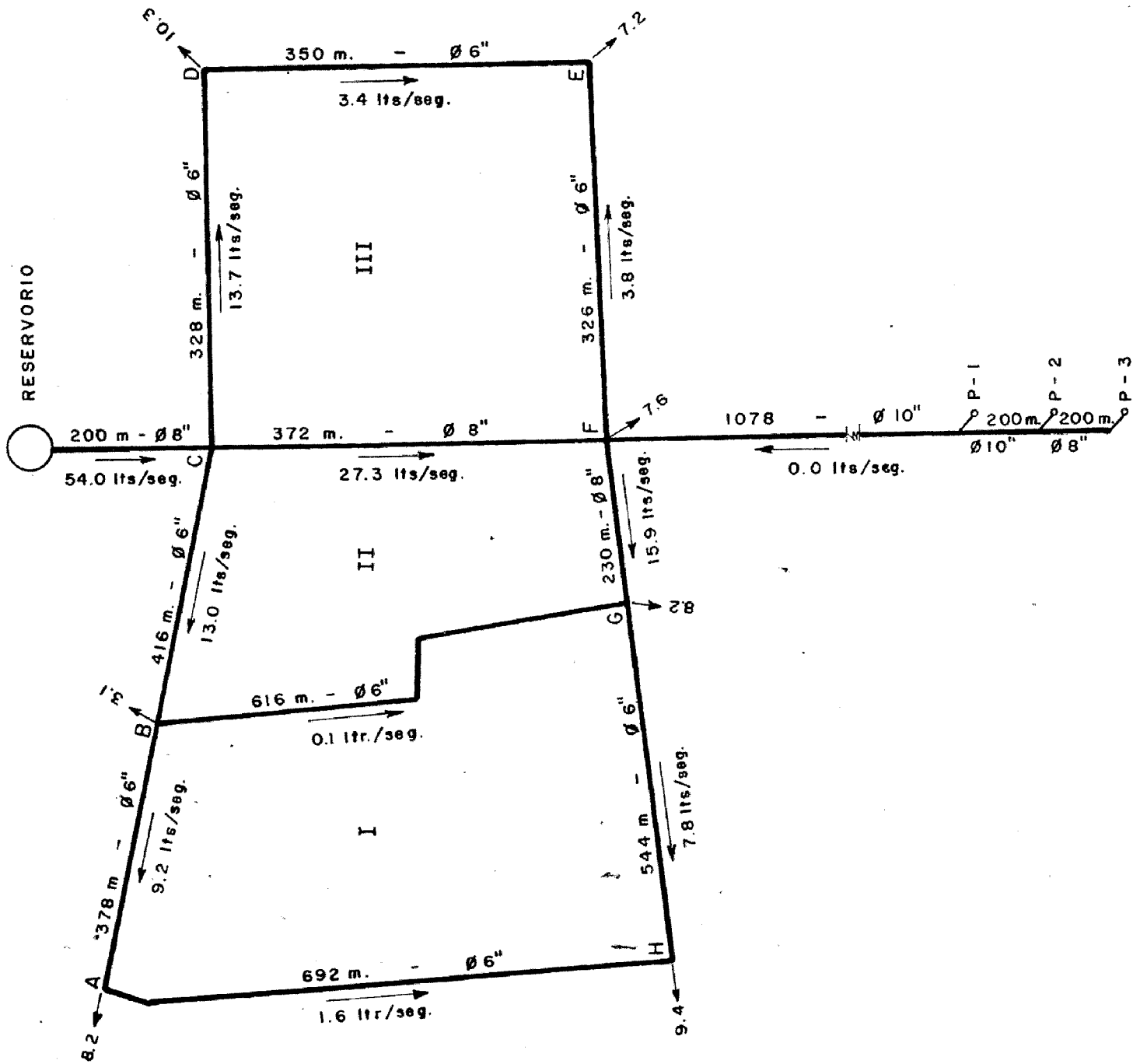
Luego :

Cota de fondo del Reservorio = 113.50 + 0.02 = 113.52 mt.

N O T A :

Habiéndose determinado que la cota del Reservorio será 116.50 mt. las presiones para éste caso serán incrementadas en :

116.50 - 113.52 = 2.98 mt.



CONDICION DE CALCULO No. 2
SALIDA CON CAUDAL MAXIMO DIARIO
ABASTECIDO POR EL RESERVORIO

CIRC.	TRAMO	LONG. m.	DIAMET. ϕ	CAUDAL lts/seg.	hf m.	1.85 h/Q	VELOC. m/seg.
I	A B	378	6"	- 9.2	- 0.70	0.140	0.50
	B G	616	6"	+ 0.1	- 0.00	0.005	-
	G H	544	6"	+ 7.8	+ 0.70	0.175	0.42
	H A	692	6"	- 1.6	- 0.05	0.060	0.10
$\Delta = \frac{-0.05}{0.380} = -0.1$							
II	B C	416	6"	- 13.0	- 1.50	0.200	0.71
	C F	372	8"	+ 27.3	+ 1.25	0.086	0.84
	F G	230	8"	+ 15.9	+ 0.28	0.035	0.50
	G B	616	6"	- 0.1	+ 0.00	0.005	-
$\Delta = \frac{+0.03}{0.326} = +0.1$							
III	C D	328	6"	+ 13.7	+ 1.10	0.170	0.75
	D E	350	6"	+ 3.4	+ 0.10	0.055	0.19
	E F	326	6"	- 3.8	- 0.12	0.060	0.20
	F C	372	8"	- 27.3	- 1.25	0.086	0.84
$\Delta = \frac{-0.17}{0.375} = -0.4$							

CUADRO DE PRESIONES

CASO N° 2

TRAMO	C O T A S		CARGA DISPONIBLE ENTRADA(mt)	DIFERENCIA DE COTAS	H _f	PRESION DISPONIBLE SALIDA(mt)
	ENTRADA	SALIDA				
C B	96.20	94.00	17.40	+ 2.20	1.50	18.10
B A	94.00	92.00	18.10	+ 2.00	0.70	19.40
A H	92.00	87.50	19.40	+ 4.50	0.05	23.85
C F	96.20	87.10	17.40	+ 9.10	0.12	26.38
F G	87.10	87.30	26.38	- 0.20	0.28	25.90
C D	96.20	97.50	17.40	- 1.30	1.10	15.00 (Min)
D E	97.50	86.25	25.90	+ 11.25	0.10	37.05

Cota piezométrica del punto C = 17.40 + 96.20 = 113.60 mt.

- Determinación de la Cota de Fondo del Reservorio.-

Tramo R - C

$$\left. \begin{array}{l} Q = 54 \text{ lps.} \\ D = 8'' \text{ } \phi \\ L = 200 \text{ mt.} \\ C = 140 \end{array} \right\} S = 1.18 \% \rightarrow h_f = 0.0118 \times 200 = 2.37 \text{ mt.}$$

Luego :

$$\text{Cota del fondo del Reservorio} = 113.60 + 2.37 = 115.97 \text{ mt.}$$

N O T A :

Habiéndose determinado que la cota del Reservorio será 116.50 mt. las presiones para éste caso serán incrementadas en :

$$116.50 - 115.97 = \underline{\underline{0.53 \text{ mt.}}}$$

C A P I T U L O X V

ESPECIFICACIONES DE EQUIPOS - DE MATERIALES Y DE CONSTRUCCION

POZOS :

Las Especificaciones Técnicas que a continuación se indican servirán para la perforación del pozo tubular para la ciudad de Paiján, en la zona Oeste de la ciudad a una distancia aproximada de 1.2 Kms. de la Plaza de Armas.

PERFORACION :

La profundidad a que deberá ejecutarse el pozo tubular será de 50 mts., con lo que se conseguirá aproximadamente un rendimiento de 27 l.p.s. Se recomienda ejecutar la perforación empleando equipo perforador del sistema de percusión. En caso de no disponerse de éste se podría utilizar el equipo perforador de sistema mixto.

Durante la perforación se exigirán pruebas parciales de verticalidad. La elección del diámetro del forro que haga el perforista, nunca será menor que los indicados en la Tabla N° 1.

OBTENCIÓN DE MUESTRAS DE REGISTROS :

Durante la perforación se obtendrán muestras de los diferentes estratos atravezados, anotándose simultáneamente las cotas correspondientes a las caras superiores e inferiores de éstos.

Se tendrá cuidado especial en la obtención de muestras de agua para los distintos estratos permeables que se atraviesen, analizando su grado de salinidad y características químicas.

Los análisis de las muestras de agua se harán en cada estrato - permeable que atraviese, para evitar de esta manera posibles contaminaciones de estratos inferiores, al proseguir la perforación sin sellar el estrato contaminado.

No se permitirá utilizar estratos salinos con más de 300 p.p.m. de sales disueltas. Se guardarán debidamente clasificadas las muestras extraídas de los diferentes estratos perforados debiendo tener cada muestra un volumen mínimo de un decímetro cúbico.

Se dibujarán los registros de control de muestras de gráficos - apropiados.

El Contratista entregará un reporte del avance del trabajo en el cual indicará la naturaleza y posición de los distintos estratos encontrados así como los niveles y análisis de las aguas halladas en los diferentes estratos permeables durante la perforación del pozo.

La toma de muestras de agua para los análisis se hará de la siguiente manera :

Si se está empleando la maquinaria de rotación, se tomarán muestras de agua contenida en las distintas capas permeables atravesadas. Si se está empleando maquinaria de percusión se extraerá el agua contenida en los

estratos por intermedio de la cuchara. Se hará un plano del corte estratigráfico del pozo perforado, anotando las cotas de los diferentes estratos atravesados y calidad de los acuíferos encontrados.

FORRO Y REJILLAS PARA LOS POZOS TUBULARES :

Los forros serán construídos en planchas de fierro acerado de $1/4''$ a $3/16''$ de espesor, roladas y soldadas; ó también mediante tubos de acero. El tubo de perforación irá disminuyendo en su diámetro a medida que la profundidad aumente y siempre que el rechazo a la penetración así lo exija.

El Contratista llevará un registro exacto de los tubos que forman el forro, anotando el número de tubos utilizados, los diámetros, profundidades en metros, etc.

El diámetro del forro, tendrá dos pulgadas más que el de los impulsores de la bomba por instalar, pudiendo llegar en su caso especial a disminuir esta diferencia, hasta una pulgada como mínimo.

La Tabla N° 1, indica los diámetros del forro recomendables para diferentes rendimientos.

TABLA N° 1

PRODUCCIONES Y DIAMETRO DE TUBOS DE REVESTIMIENTO - DATOS SACADOS
DEL MANUAL DE DISEÑO DE POZOS PARA AGUA DE JOE-L. MOGG

CAUDAL g.p.m.	RENDIMIENTO de POZO l.p.s.	DIAMETRO	DIAMETRO PULGADAS	DIAMETRO MILIMETROS
Menos de 100	Menos de 6	Interno	6"	150
75 - 175	6 - 11	Interno	8"	200
150 - 400	10 - 25	Interno	10"	250
350 - 650	22 - 42	Interno	12"	300
600 - 900	40 - 60	Externo	14"	350
850 - 1300	55 - 82	Externo	16"	400
1200 - 1800	80 - 120	Externo	20"	500
1600 - 3000	115 - 200	Externo	24"	600
Más de 3000	Más de 200	Externo	30"	750

DISEÑO DE LA REJILLA :

Las rejillas serán necesarias sólo en casos de encontrar durante la perforación estratos permeables de granulometría muy fina.

La rejilla se diseñará para que retenga la misma calidad de material que se haya retenido en el tamiz elegido en el análisis granulométrico de las muestras del estrato permeable. El Ingeniero Inspector tendrá especial cuidado que se elija el tamiz que retenga el 60 % del material analizado. Las rejillas serán especiales ó hechas de tubería, con secciones ranuradas. Las aberturas serán de medio centímetro de ancho y veinte centímetros de largo. Las ranuras se recubrirán exteriormente con alambre galvanizado -

de 1/8", la separación del alambre será de acuerdo al número de tamíz elegido. El área de perforación no será mayor del 30 % del área total del tubo perforado para no debilitarlo. Las rejillas constituyen uno de los elementos más importantes en la perforación del pozo. La selección é instalación de la rejilla determina en gran parte la eficiencia del pozo terminado; además detiene la formación del pozo é impide el derrumbe.

El Ingeniero Inspector verá que se diseñen las rejillas de acuerdo con el tamaño de la arena de los acuíferos.

Sí las arenas son muy finas haciendo imposible el diseño de las rejillas se emplearán tratamientos artificiales de grava ó las rejillas JOHNSON que son rejillas especiales, diseñadas para cualquier tamaño de arena. Vienen en largos de 10 pies, pero se pueden acoplar para cualquier longitud de estratos permeables.

Es necesario la utilización de las rejillas JOHNSON en las zonas donde se producen hundimientos y arenamientos en los pozos. La rejilla se diseñará con número del tamiz que retenga el 50 % al 40 % del material del estrato permeable analizado; y la calidad del tamíz se escogerá de la Tabla N° III, de acuerdo a la resistencia necesaria a las aguas corrosivas.

Los factores dados se multiplicarán por 0.31 y éstos nos darán el caudal que puede pasar a través de la rejilla, expresado en galones por minuto, por pie de rejilla.

La ranura N° 60, indica que el tamíz elegido fué el número 60 con 40 % a 50 % de material retenido) y de 0.060 pulgadas de abertura.

Sí se encuentran dos estratos permeables juntos de diferentes granulometrías, estando el de menor granulometría encima del de mayor granulometría, la longitud de la rejilla diseñada para el estrato de menor granulometría pasará cuando menos dos pies dentro del estrato de mayor granulometría, como medida de seguridad. El número de perforaciones en el forro del pozo se harán de acuerdo a la siguiente fórmula para evitar el arenamiento. Sí la granulometría del material encontrado es fina:

$$\begin{array}{l} \text{Número de Perforaciones} \\ \text{mínimas necesarias} \end{array} \quad N = \frac{Q}{A \times U \times V}$$

Siendo :

- N = Número de perforaciones a ejecutar.
- Q = El gasto que se requiere obtener del pozo m³/seg.
- Ve = Velocidad efectiva de remoción de la arena m/seg.
- A = Sección de una perforación diseñada en m².
- U = Coeficiente por la que hay que multiplicar la sección geométrica A para obtener la sección real de entrada que ofrecen los poros del terreno que están en contacto con perforación hecha en el tubo de forro; para el caso de arena $u = 0.3$.

En el caso de encontrar estratos con gravas ó arenas de gran diámetro ó diámetros mayores que las perforaciones a ejecutarse sobre el forro del pozo no será necesario emplear la fórmula anteriormente mencionada, ya que no se producirá de ninguna manera el ingreso de arenas al pozo, no será nece

sario además ningún otro sistema de rejilla interior.

En caso de encontrar durante la perforación acuíferos permeables de mala calidad, se procederá a sellar el estrato mediante la operación de cementación, la que se hará sin interrupciones, debiéndose prever las posibles pérdidas de cemento por infiltración en grietas, la que puede llegar a ser cinco veces el volumen teórico.

El material que se empleará para el sellado será de preferencia cemento aluminoso de fundición ó cemento especial resistente a los sulfatos ó super cementos. Después de 48 horas de terminada la cementación se procederá a probar si las napas salobres están debidamente aisladas en relación con el interior del pozo. Para ello se elevará la presión interior del tubo a 200 lbs/pulg². Si la presión observada en el manómetro permanece constante un tiempo mínimo de 10 minutos el aislamiento es correcto.

Si la presión baja, es prueba de que hay fugas en la tubería cementada en cuyo caso se procederá a cementarla inyectándole cemento a presión en sus proximidades.

Las operaciones de continuación de la perforación se hará 72 horas después del sellado del pozo. Se perforará el relleno de cemento que se dejó en el interior del tubo del forro y se continuará la perforación a través de los acuíferos dulces, con un diámetro igual al del forro exterior para la habilitación del pozo.

PRUEBA DE VERTICALIDAD :

La prueba de verticalidad del pozo, se efectuará en presencia del Ingeniero Inspector.

Uno de los índices de que el pozo se está desviando es cuando las herramientas empiezan a trabarse en el fondo del pozo. Si el Ingeniero Inspector lo cree conveniente hará una prueba de verticalidad.

La tolerancia en la falta de verticalidad del eje del pozo no podrá ser mayor que la que permita la entrada normalmente vertical del eje y razones de la bomba hasta el nivel previsto dentro de la napa a que debe ir la canastilla para obtener el gasto deseado.

DESARROLLO DE LOS POZOS :

El trabajo de desarrollo es muy importante en la terminación de un pozo, por que al desarrollar el pozo hace que las partículas más finas se precipiten al fondo del pozo, las que son recogidas luego con la cuchara, mejorando de esta manera la uniformidad de variación del tamaño de la arena y grava alrededor de la rejilla, formando un filtro natural de grava.

El tipo de las aberturas y el espacio entre aberturas, afectan el grado de desarrollo que se pueda obtener.

El desarrollo del pozo se puede hacer por diferentes métodos que se indican a continuación.

- a) - Se desarrollan los pozos por el empleo de pistones de tipos sólido ó -
succionador y el pistón de abertura con válvula.

El segundo se recomienda más porque produce acción más suave que el primero, debiéndose empezar la operación despacio y luego aumentando progresivamente la fuerza de operación a medida que progresa el desarrollo. Deberá ponerse suficiente peso al pistón durante el desarrollo del pozo, de manera que baje aproximadamente a la misma velocidad que lo hace subir el mecanismo de la máquina. No se usarán las tijeras con estos pistones.

El pistón se bajará dentro del pozo hasta que esté sumergido, pero sobre la parte superior de la rejilla, unos cuantos pies por encima de está, para evitar daños a los empaques de plomo. Se empezará trabajando lentamente, aumentando la velocidad gradualmente hasta que el pistón baje sin que se afloje el cable. La impulsión no debe ser más fuerte que la succión para lo cual se tendrá una válvula de retención en el pistón. El pistón se movera en un recorrido relativamente largo.

Sí se emplea maquinaria a percusión, se colocará el brazo excéntrico en su paso más amplio.

Sí se emplea equipo de rotación, se levantará el pistón 3 ó 4 pies antes de dejarlo caer y se controlará el movimiento mediante el uso de freno de cabrestante y el embrague, cuando se emplee la línea del achicador ó se haga uso del cabrestante de cuerda.

Se continuará la operación por varios minutos, luego se sacará el pistón del pozo e introducirá el achicador ó bomba de arena dentro de la rejilla; cuando el achicador descansa sobre la arena, se medirá sobre el cable la nueva profundidad del pozo.

Se sacará la arena hasta dejar el pozo en su profundidad primitiva, saquese nuevamente y repítase la operación hasta que no salga casi nada de arena del pozo.

El período de operación aumentará a medida que disminuya la cantidad de arena del pozo. Este período puede variar de 2 horas para pozos pequeños, hasta dos o tres días para pozos grandes, con rejillas largas.

Si la arena del estrato permeable es muy fina lo cual hace difícil el diseño de la rejilla, se puede recurrir durante la operación de desarrollo al empleo de grava seleccionada, vertiéndola en el espacio anular entre los dos forros.

La grava a usarse deberá ser seleccionada de modo que la arena de la napa acuífera no penetre dentro de los vacíos de ella haciéndola impermeable. La grava deberá tener graduación conveniente, determinada por la abertura de la rejilla y la granulometría del material filtrante.

- b) - Empleo de aire comprimido se hará por pozo abierto siendo adecuado el compresor corriente de 210 pies cúbicos por minuto. Debe emplearse una presión de por lo menos 100 libras/pulg².

El compresor bombeará agua por acción neumática, a una razón de acuerdo con el grado de inmersión y los diámetros de los tubos usados.

Se tendrá especial cuidado de que el tubo de aire quede sumergido por lo menos 60 % dentro de la columna de agua del pozo. No es recomendable el método de pozo cerrado para aire comprimido, por que sería forzar el agua hacia arriba por fuera del tubo cuando suba la presión dentro de él. Este afloja el tubo y puede dañar el pozo al introducirse arcilla en la formación permeable.

- c) - Por el método de retrolavado, que consiste en levantar una columna de agua hasta la superficie bombeando y luego dejándola caer alternativamente al pozo por la columna de bombeo. Para ello puede usarse dispositivos neumáticos ó también bombas de turbina para pozo profundo, sin válvula de pie. La bomba se aranca pero tan pronto como el agua alcanza la superficie se para. El agua descenderá al pozo por la columna de bombeo produciendo en el interior del pozo un flujo hacia dentro y hacia afuera.

TRATAMIENTO ARTIFICIALES CON GRAVA :

En los pozos que no contengan material grueso dentro de su manto acuífero de arena como para permitir su desarrollo y formación de un filtro natural de grava alrededor de la rejilla, se procederá a la introducción del material grueso artificialmente.

El Ingeniero Inspector cuidará que se introduzca, durante las pruebas de desarrollo, el material grueso necesario alrededor de la rejilla. El uso

de la grava facilitará el uso de una rejilla con ranuras más grandes que las que exigiría el material que compone el acuífero.

Se deberá hacer una correcta elección del tamaño de las aberturas de la rejilla y la graduación de la grava, que debe ir de acuerdo con la graduación de la arena del estrato permeable para que esta arena no llene los intersticios del filtro artificial de grava.

El empleo de grava muy gruesa causa molestias. Para arena fina la grava a emplear será de 1/8" de diámetro como tamaño máximo, la de 1/4" de diámetro como tamaño máximo puede usarse para filtro en formación de arena media.

El método consiste en tirar el material grueso alrededor de la rejilla al ser ésta instalada por el método de extracción de material del fondo, de manera que la grava fina ó arena ordinaria que se agrega va descendiendo de la rejilla a medida que ésta se hunde en la formación. El trabajo de desarrollo del pozo es parte esencial de la operación.

Otro método es la perforación de un hueco más amplio y la misma profundidad del pozo, la instalación de una rejilla de diámetro menor con el tubo centrado cuidadosamente en el hueco y luego llenar el espacio anular alrededor de la rejilla con arena gruesa de granulometría adecuada ó grava fina. Para la colocación de la grava se coloca también un tubo exterior provisional, esta se retira a medida que se introduce la grava en el hueco perforado por el método rotatorio. En el caso de que no se use tubo exterior se empleará barro para impedir derrumbes del pozo; en cualquiera de los casos el tubo se llenará con grava hasta una distan

cia considerable sobre la parte superior de la rejilla.

El espesor de la grava alrededor de la rejilla será de unas cuantas pulgadas.

PRUEBAS DE PRODUCCION Y ABATIMIENTO.-

Las pruebas de producción y abatimiento del pozo se hacen para determinar la capacidad del pozo y otras características hidráulicas y obtener así información para escoger adecuadamente el equipo de bombeo permanente a usarse

El Ingeniero Inspector verificará que se mida el volumen de agua bombeada, la profundidad del nivel estático del agua antes de comenzar el bombeo, la profundidad del nivel de bombeo a uno ó más regímenes de bombeo y sus respectivos gastos.

MEDIDAS DEL REGIMEN DE BOMBEO.-

- a) - La manera más simple de medir el volumen de agua bombeada es recoger dicho volumen en un recipiente de capacidad conocida de antemano. Este tanque tendrá tal capacidad que permita recibir por lo menos el caudal producido en dos minutos.
- b) - Se puede emplear también un medidor de orificio circular. Es el dispositivo usado más comunmente para medir regímenes de bombeo; da muy buenos resultados cuando se quiere medir las descargas de bombas centrífugas ó de bombas de pozos profundos es muy compacto y fácil de instalar. El dispositivo consiste en un tubo de descarga de 6 pies

de largo como mínimo con un orificio circular al borde del tubo, afilado en su radio interior. Este orificio es de $1/2$ ó $3/4$ del diámetro del tubo.

La superficie interior del tubo deberá estar pulida y libre de obstrucciones. A una distancia de dos pies del orificio se perforará un agujero para permitir conectar el tubo a los instrumentos para medir la carga ó la presión del caudal bombeado. El orificio deberá estar en un plano vertical y centrado en un tubo de descarga.

En el Cuadro N° que se dá a continuación se usará para comprobar los diferentes gastos en caso de que se use este método.

- c) - Un vertedero triangular biselado es otro dispositivo para medir caudales ó un vertedero rectangular, con sus reglas graduadas para medir los gastos directamente.
- d) - Se puede usar el método del tubo Pitot, pero éste se hará un poco lejos de la tubería de salida para no tener grandes variaciones en las presiones, lo que dificultaría la medición.
- e) - Otro método que podrá emplearse será el de la regla graduada para medición de la parábola de la vena de agua en la descarga de un tubo horizontal que trabaja a tubo lleno. Para este caso se utilizará el Cuadro N°

MEDICION DE NIVELES.-

Para esta determinación se podrá usar :

- a.- Sonda eléctrica, que es el más usado.
- b.- Método de cinta intizada (solamente para el nivel estático)
- c.- Indicador automático, en cuyo caso se deberá prestar especial atención a la observación anterior, cuando se trabaja con equipos de turbina, ya que desarrollan velocidades elevadas que pueden afectar las lecturas.

PRUEBAS DE BOMBEO.-

Una vez terminado el pozo se hará la prueba de bombeo en presencia del Ingeniero Inspector, procediéndose de la siguiente forma :

- La bomba y el motor usados para la prueba deberán ser capaces de bombear a cierto régimen de descarga continuamente por varias horas.
- La bomba deberá tener una capacidad mayor que la correspondiente al rendimiento tentativo a que se va a probar el pozo.
- Para la prueba amplia del pozo, este deberá ser operado primeramente a un régimen que baje el nivel del agua de $1/3$ del máximo abatimiento posible. Se continuará bombeando a este régimen hasta que el nivel de bombeo permanezca practicamente estable. El contratista proporcionará é instalará el equipo para la prueba de bombeo. Este equipo tendrá además los medidores necesarios para el gasto y depresión.
- Se medirá en presencia del Ingeniero Inspector el nivel estático y la pro

fundidad del pozo antes de empezar la prueba. De igual manera se medirán y anotarán las observaciones de las distintas depresiones para sus gastos correspondientes.

La duración de la prueba de bombeo será de 24 a 72 horas con bombeo continuo.

- El nivel dinámico del agua producido con el máximo bombeo deberá quedar por lo menos 2 metros sobre la canastilla de la bomba.
- Se deberá graduar la descarga de modo que se obtenga por lo menos cinco datos de gastos uniformes con sus respectivas depresiones de napa. Con estos valores se dibujará un gráfico de la curva gasto-depresión, para poder apreciar el rendimiento del pozo.

DESINFECCION Y PROTECCION DEL POZO.-

Para ello se seguirá el siguiente procedimiento :

- a) - Cuando el pozo está completamente terminado se limpiará el forro de aceite y grasas.
- b) - Para la desinfección se empleará una solución de cloruro en proporción tal que garantice una concentración de 50 p.p.m. El método de aplicación será a criterio del Ingeniero Inspector.
- c) - La solución de cloro se mantendrá en el pozo no menos de dos horas.
- d) - Si la desinfección del pozo se realiza antes de la instalación del equipo de bombeo, se cuidará de desinfectar todas las partes exte

riores de la bomba que se utilice, susceptibles de entrar en contacto con el agua del pozo. Para el efecto se utilizará la misma solución de cloro.

SELLADO DEL POZO.-

Cuando el pozo haya sido desinfectado y probado, se protegerá para evitar nuevas contaminaciones a la caída de cuerpos extraños dentro del pozo, cerrando su boca con una plancha de fierro que irá en la parte superior del forro y la cerrará herméticamente.

El pozo tendrá en su parte superior y alrededor del forro un piso de concreto armado, de 15 cms. de espesor y dos metros de radio. Esta losa llevará fierro de 3/8", armada en dos sentidos a 20 cms. de separación. La parte del forro que se encuentra a la misma altura de los tazonos de impulsión y canastillas de succión no llevará perforaciones.

INSTALACION DE BOMBA.-

La bomba se colocará en el eje del pozo. El cabezal de la bomba se apoyará en dos rieles de acero para evitar que el peso del equipo y las vibraciones se transmitan al forro del pozo.

El motor se apoyará en una cimentación de concreto 1:3:6, con 40 % de piedra, a una altura tal que permita hacer la conexión del motor con la bomba por una unión cardán.

Se dejará una pequeña abertura en la losa de cobertura y forro del

pozo que servirá para el sondeo y paso de la manguera que llevará la solución de hipoclorito.

La distancia mínima entre el motor y la bomba será de 8 a 15 pies - para acoplamiento en ángulo recto.

EQUIPOS.-

Los equipos de bombeo para los pozos de captación serán del tipo - turbina con impulsores semi-abiertos, de una capacidad de 27 lts/seg. en 1ra. etapa, contra una carga dinámica de 100 mts.

La potencia necesaria es aproximadamente de HP. será especifica da en cada caso de acuerdo a las necesidades reales.

Las características de los equipos serán dadas por los fabricantes. Las características definitivas del equipo de bombeo se señalarán de acuerdo a las pruebas del pozo.

Las tuberías de descarga serán de fierro fundido - CLASE 150 ó equi valente, con bridas y provistas de válvulas de retención y compuerta, así co mo de una unión flexible.

El equipo de desinfección podrá ser del tipo hipoclorador para apli cación de solución de cloro con una capacidad de 40 kg/24 horas con variación de rango de aplicación de 5 a 1.

El equipo de medición está constituido por un medidor Venturi, tipo

corto, provisto de su respectivo dispositivo de indicador, registrador y totalizador de gasto, con graduación en litros por segundo y capacidad semanal en el registrador y metros cúbicos en el totalizador.

CASETA DE BOMBEO.-

La estructura, piso y techo de la caseta serán en su totalidad de concreto armado. Los muros serán de ladrillo, asentados con mortero cemento - arena 1:4, alineamiento de soga, enlucidos exterior e interiormente con mezcla de cemento - arena 1:4 de 0.02 de espesor, pintado al temple.

Sobre la losa del piso se aplicará una capa de concreto 1:3:6, de 0.08 m. de espesor, enlucida con cemento y arena 1:2 de 0.02 m. de espesor.

Las ventanas serán de hierro con vidrio corriente. La puerta será de madera y llevará una capa de barniz.

En el techo se dejará una abertura circular de 0.80 m. de diámetro en la dirección del pozo tubular, para permitir la instalación de la bomba. Esta abertura será cubierta con una tapa metálica que encajará en el rebaje correspondiente, hecho en la parte superior de la abertura, en todo su perímetro.

La instalación de alumbrado eléctrico será del tipo empotrado utilizándose para la iluminación interior un artefacto de alumbrado fluorescente, tipo industrial, con dos lámparas de 40 watts y para el alumbrado exterior se empleará un braquete con lampara de 100 watts y pantalla circular - esmaltada.

RESERVORIOS.-

Las presentes especificaciones forman parte del proyecto estructural para la construcción del reservorio apoyado. El contratista se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos correspondientes y en las siguientes normas :

ASTM - A - 305 - 56 Specifications for Minimum Requirements for the Deformation of Deformed Bars for Concrete Reinforcement.

C - 39 - 61 Standard Method of Test for Compressive Strength of Moulded Concrete Cylinders.

C - 33 - 61 Specifications for Concrete Aggregates.

ACI - 347 - 63 Recommended Practice for Concrete Formwork

614 - 59 Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete.

El reservorio apoyado materia de la presente especificación está compuesto de :

- 1.- Losa de fondo de concreto armado.
- 2.- Zapata circular para sustentación del fuste de concreto simple.
- 3.- Fuste lleno de la forma indicada en los planos, el cual puede ser -
construido mediante encofrados deslizantes ó por cualquier otro procedimiento aprobado por el Ing° Inspector. La altura de reservorio a
parece indicada en los planos.

4.- Cubertura en forma de casquete esférico de concreto armado.

EXCAVACIONES.-

Las excavaciones para las estructuras ó las bases de éstas, están efectuadas de acuerdo a las líneas, rasantes ó elevaciones indicadas en los planos.

Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todo su ancho y largo las estructuras correspondientes. La cara vertical exterior de la zapata será encofrada.

Las profundidades mínimas de cimentación aparecen indicadas en los planos, pero podrán ser modificadas por el Ingeniero Inspector, en caso de considerarlo necesario para asegurar una buena cimentación.

El contratista deberá incluir en su precio unitario el costo del movimiento de todo material, de cualquier naturaleza, necesario para la ejecución de las excavaciones, así como el suministro, construcción y desarmado de soportes provisionales, etc. que puedan ser necesarios para la ejecución del trabajo.

RELLENOS.-

Todos los espacios excavados y no ocupados por las estructuras definitivas serán rellenos hasta una cota de 10 cms. menor que el terreno circundante; tal relleno de calidad aprobada por el Ingeniero Inspector, será colocado en capas de 30 cms. de alto debidamente compactadas. Para la obtención de los metrados se ha considerado que el relleno será obtenido del

material de excavación; el Ingeniero Inspector ratificará o ractificará es te considerando el momento de la construcción.

CONCRETO.-

Se utilizarán dos clases de concreto definidos por su resistencia

ASTM :

CLASE 1.-

Resistencia a la rotura por compresión en testigos cilíndricos a los 28 días $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$.

Tamaño máximo de agregado : 2 pulgadas.
Compactación : Por vibración.
Cantidad mínima de cemento : 6 sacos . m³.
Relación agua : Cemento máximo 30 lts/saco.
Slump máximo : 5 cms.

CLASE 2.-

$f'_c = 210 \text{ kgs/cm}^2$.
Tamaño máximo de agregados : 1 pulgada.
Compactación : Por vibración.
Cantidad mínima de cemento : 7 sacos / m³.
Relación de agua : Cemento máximo 25 lts/saco.
Slump máximo : 7.5 cms.
Uso : Fuste y cuba.

En caso de que el Contratista decidiera construir el fuste utili

zando encofrados deslizantes, diseñará una mezcla de concreto para tal fin respetando las especificaciones relativas a resistencia, tamaño máximo de agregado y cantidad mínima de cemento.

Esta mezcla de concreto será sometida a la aprobación del Ingeniero Inspector.

CEMENTO.-

Para todas las clases de concreto especificadas se empleará cemento Portland, de acuerdo a la norma ASTM C - 150 56, el cual deberá encontrarse en perfecto estado al momento de emplearse.

AGUA.-

El agua utilizada para preparar el concreto deberá ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, álcalis, sales materiales orgánicas ó sustancias deletéreas al concreto ó acero. Las probetas del concreto hecho con agua no potable tendrán una resistencia a las 7 y 28 días de por lo menos el 90 % de la resistencia de los hechos con agua potable.

AGREGADOS.-

Los agregados para el cemento deberán tener el tamaño máximo indicado para cada clase, y en ningún caso este tamaño será superior a la cuarta parte de la menor dimensión del elemento a construirse. En cualquier caso los agregados deberán satisfacer la norma ASTM C 33 - 61 T.

ADITIVOS.-

Solo se podrá emplear los aditivos que hayan probado por ensayos adecuados no ser nocivos al concreto ni al acero. Se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloros y/o estratos. En ningún caso el uso de aditivos permitirá modificar las especificaciones detalladas para las diferentes clases de concreto. El uso del aditivo en todos los casos queda sujeto a la aprobación del Ingeniero Inspector.

ALMACENAJE DE MATERIALES.-

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

Los agregados de diferentes granulometrías serán almacenados separadamente libres de alteración en su contenido de humedad, arcilla, material orgánico, etc.

MEDIDA DE LOS MATERIALES.-

El método de medida de los materiales será tal que las proporciones de la mezcla puedan ser controladas con precisión, durante el proceso de trabajo. Todos los agregados serán medidos, si no es al peso, utilizando cajas de dimensiones adecuadas y preparadas para este fin.

COLOCACION.-

El concreto se transportara y colocará de modo tal de impedir la segregación de sus componentes. La compactación (salvo en el caso del fus

te si se usara encofrados deslizantes), se efectuará por vibración; con este fin se emplearán aparatos de vibración interna de frecuencias no inferiores a los 6000 ciclos por minuto. El contratista dispondrá de un número suficiente de vibradores para compactar cada tanda tan pronto se coloque en las formas, debiendo además contar con un número adecuados de vibradores de repuesto. En ningún caso el número de vibradores será menor de tres. Durante la operación de llenado estará presente, además del personal propio de la llenada, el Inspector Residente, dos carpinteros y dos fierreros para cubrir cualquier emergencia.

CURADO.-

El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible sin dañar la superficie del concreto y prolongarse sin interrupción por un mínimo de 7 días. En el caso de superficies verticales se curará el concreto aplicando una membrana selladora, la cual se colocará ciñéndose estrictamente a las indicaciones del fabricante.

En el caso de superficies horizontales se podrá cubrir la superficie con arena, la cual se mantendrá permanentemente mojada.

ACERO.-

El acero será de dos tipos que aparecen indicados en los planos correspondientes en base a su carga de fluencia. En ambos casos las corrugaciones satisfacerán la norma ASTM - A 305 56T.

En el caso de acero de $f_y = 4200$ kgs/cm²., este podrá ser obtenido mediante torsionado ó estirado en frío, pero en ningún caso tendrá una elongación a la rotura inferior al 10 % de la longitud probada.

ENCOFRADOS.-

Los andamiajes y encofrados tendrán una resistencia adecuada para soportar con seguridad y sin deformaciones apreciables las cargas impuestas por su peso propio, el peso y/o empuje del concreto y sobre carga de llenado no inferior a 200 kgs/m². Como material para los andamiajes ó soportes que no estén en contacto con el concreto se podrá emplear madera, acero ó cualquier sistema patentado de calidad reconocida. Las caras no visibles del concreto (interior de la cuba, caras inferior del fuste y zapatas), podrán ser encofradas con tablero de madera, planchas de acero ó triplay. Las caras visibles de las estructuras se encofrarán solamente con madera de las siguientes características :

Material : Pino oregón.

Tablas machihembradas C4C

Ancho máximo de las tablas : 8 pulgadas.

La colocación de este encofrado será siempre vertical y en el caso de los fondos inclinados, radial.

El contratista someterá a la aprobación de los Ingenieros proyectistas el diseño de los encofrados para el fuste y las diferentes partes de la cuba. El diseño será presentado en la forma de planos de obra, en los que

se indican las dimensiones de todos los elementos, resistencias y las uniones correspondientes.

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

En la sección del elemento	:	10 mms.
En el alineamiento	:	5 mms.

Con el objeto de facilitar el desencofrado las formas podrán recubrirse con sustancias adecuadas, sugiriéndose el uso de algún tipo de aceite soluble y prohibiéndose el uso de aceites quemados ó petróleos.

No podrá desencofrarse ningún elemento estructural sin que el concreto que lo forma haya adquirido la resistencia necesaria para soportar su propio peso y la sobrecarga de construcción con un margen de seguridad adecuado . En cualquier caso todo desencofrado deberá ser autorizado por el Ingeniero Inspector.

ACABADOS.-

Los acabados serán de 4 tipos :

- 1.- En la zapata, cara interior del fuste y fondo de la cuba y cúpula, el acabado será tal como queda después de retirar las formas. En todo caso se retirarán cabos de alambre y se parcharán cangrejeras u otros vacíos visibles.

2.- Todas las caras visibles, a excepción de la parte superior de la cúpula serán acabadas en concreto visto frotado. El tratamiento en este caso será el siguiente :

- Tan pronto se retiren las formas se llenarán las cavidades y se quitarán las irregularidades de la superficie, para ésto se procederá con un frotacho de madera ó con un yute embebido en mortero cemento - arena de las mismas proporciones que el concreto original; luego se aplicará la membrana selladora de curado la cual será incolora ó tendrá un tinte que se desvanezca con el tiempo; a los siete días se procederá al pulido de la superficie con una piedra de carborundum muy fina, este tratamiento se efectuará a mano.

3.- La parte superior de la cúpula será pintada con dos manos de pintura a base de cemento del tipo Cementone ó similar. El color de esta pintura será gris oscuro.

4.- Las caras mojadas de la cuba serán pintadas, después de parcharse las cangrejeras y eliminarse cualquier alambre saliente con dos manos de emulsión asfáltico Flintkote ó similar.

RED DE DISTRIBUCION.-

Tuberías.-

Las tuberías para la red de Distribución serán de asbesto - cemento ó de fierro fundido. Las primeras serán de tipo MAZZA, CLASE 105 (para 105

lbs/pul². de presión de trabajo), debiendo cumplir las Normas Técnicas para la fabricación de tuberías de este tipo aprobadas por Resolución Suprema N° 607 , del 14 de Octubre de 1960. Las segundas según su procedencia, deberán ser CLASE 150 y cumplir las especificaciones de la "American Water Works Association" ó clase LA y cumplir las especificaciones del "Standard International Europeo.

Accesorios.-

Los accesorios serán de fierro fundido y para el tipo de tubería - adoptada. Según corresponda, deberán cumplir las especificaciones siguientes: Normas Técnicas para la Fabricación de Tuberías de Asbesto - Cemento, aprobada por Resolución Suprema N° 607 del 14 de Octubre de 1960, "American Water Works Association, CLASE D, denominación 7-C-1-1908; "Standard International Europeo" CLASE LA.

Válvulas.-

Las válvulas serán del tipo compuerta, de fierro fundido, montadas en bronce con guarniciones de este mismo material, con dado de operación cambiabile y tornillo interior de bronce forjado, para presión mínima de trabajo - de 10 atmósferas y de conformidad con las especificaciones de la "American Works Association", denominación 7-F-1939. Caja de servicio vertical de fierro fundido de 2 piezas y de tipo telescopio, siendo la pieza de base circular. Los terminales serán ambos de campana.

Grifos Contra Incendios.-

Los grifos contra incendio se conformarán a las especificaciones -

de la "American Water Association" denominación 7-F-3-1940 para succión con motobomba, con el lace de bayoneta y con desagüe automático y llevarán en su base el accesorios correspondiente para conexión en tubería de 4".

Excavación de Zanjas.-

El ancho mínimo de la zanja será de 0.50 m. y dependerá de la naturaleza del terreno excavado y el diámetro de la tubería por instalar; en ningún caso será menor de lo estrictamente necesario para el fácil manipuleo de las tuberías y sus accesorios a instalar. La zanja será abierta poco antes de la colocación de la tubería en el alineamiento y profundidad requeridos. La zanja será entibada y drenada, cuando sea necesario.

El fondo de la zanja será cuidadosamente nivelado y refinado para permitir que la tubería se apoye íntegramente en toda su longitud. En todos los puntos en los que haya que ejecutarse uniones de tuberías ó accesorios, deberá excavar se hoyos de dimensiones que permitan ejecutar la unión correctamente.

La excavación se hará de tal manera que tenga sobre las cabezas de los tubos instalados una profundidad mínima de 0.80 mts. teniendo en cuenta que la parte superior de las válvulas deberá quedar en un mínimo de 0.30 mts. de la superficie.

Todo el material excavado deberá acumularse de manera tal que no ofrezca peligro a la obra, evitando obstruir el tránsito. En ningún caso se permitirá ocupar las veredas con material proveniente de la excavación u otro

material de trabajo.

Para proteger a las personas y evitar peligros a los vehículos se deberá colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianías, que deberán mantenerse durante el proceso de la obra hasta que la calle esté segura para el tránsito y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas - abiertas, el contratista colocará puentes apropiados para peatones y vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapa de buzones, etc. deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra. Se tomarán todas las precauciones necesarias a fin de mantener el servicio de los canales y drenes así como de otros cursos de agua encontrados durante la construcción.

Deberán protegerse y conservarse todos los árboles, cercos, postes ó cualquier otra propiedad y solo podrán removerse cuando sea necesario, debiendo ser repuestos a la terminación del trabajo. Cualquier daño ocasionado será reparado por el Contratista.

Instalación.-

La tubería y accesorios deberán ser bajados a la zanja, en forma tal de evitar golpes ó daño en el recubrimiento de las tuberías. Bajo ninguna circunstancia la tubería y accesorios deberán caer dentro de la zanja; se bajarán según su peso valiéndose ya sea de una cuerda en cada extremo, manejada cada una por un hombre ó de un caballete ó trípode provisto de poles. Antes de bajar la tubería en la zanja, mientras está suspendida, deberá ser inspeccionada, golpeándola a todo su largo con un martillo de peso liviano, para descubrir posibles rajaduras. Cualquier tubo encontrado defectuoso deberá rechazarse.

La tubería deberá mantenerse libre de todo material extraño durante el trabajo. Antes de colocar el tubo definitivamente deberá asegurarse que el interior esté exento de tierra, útiles de trabajo, ropa ó cualquier otro objeto extraño.

La instalación de las tuberías de asbesto - cemento, se regirá por la reglamentación aprobada por Resolución Suprema N° 478 del 7 de Setiembre de 1960.

El centrado de la espiga dentro de la campana en las tuberías de fierro fundido, deberá hacerse con estopa. Una vez centrada la espiga dentro de la campana, deberá afinarse el alineamiento de la tubería, en seguida se le acuñará con tierra alrededor y sobre el tubo, excepto en los hoyos destinados a las uniones.

En los momentos en que el tendido de la tubería esté paralizado, los extremos abiertos de la tubería serán taponeados de modo que no entre agua del exterior, debiendo tenerse cuidado de evitar la entrada de tierra dentro de las uniones con el fin de tener una junta hermética.

Cualquier deflexión de la tubería ya sea en el plano vertical u horizontalmente, deberá ser previamente aprobada por el Ingeniero Inspector.

La tubería será colocada en lo posible (no obligatoriamente) con las campanas en la dirección de avance del trabajo.

El interior de las tuberías, válvulas y accesorios será constante-

mente mantenido libre de suciedad y de materias extrañas.

Toda la tubería será colocada y mantenida en el alineamiento y distancias del proyecto, con las piezas centradas y las espigas enchufadas; los grifos y válvulas colocados a plomada.

El contratista, en el proceso de ejecución de la obra, deberá proveer cuantosea necesario para protección suficiente de todas las estructuras - del suelo y del subsuelo que se encuentran durante el progreso de la obra.

Donde se encuentran obstáculos para el alineamiento y gradiente de la la tubería, tales como otras tuberías, conexiones, etc., estos deberán ser - sostenidos ó retirados, para luego ser reinstalados ó reconstruídos por el contratista. En caso de que ésto no sea posible, se hará un cambio en el trazo con autorización del Ingeniero Inspector.

La Unión de las tuberías de fierro fundido podrá hacerse con plomo ó compuestos de azufre, después de haberse preparado la junta con estopa tal como se especifica más adelante.

Antes de proceder a la ejecución de las uniones, deberá limpiarse la parte exterior de la espiga y la parte interior de la campana con un cepillo apropiado de alambre. En caso de usarse compuestos de azufre para las juntas, deberá eliminarse la grasa ó aceite que pueda existir.

En las uniones de utilizará cáñamo trenzado ó yute bien retorcido, sin alquitranar u otro material apropiado, siempre que sea aprobado por el Ingeniero Inspector.

La estopa debe tener una longitud tal que abrace con exceso la espiga del tubo. La estopa deberá tener dimensiones tales que permitan contraer la espiga dentro de la unión, utilizando para el efecto un calafate ó botador apropiado.

Todo el material que durante la ejecución de la obra, presente grietas, rajaduras ú otros defectos ó que sea rechazado por el Ingeniero Inspector, será retirado del lugar del trabajo por el Contratista.

Las válvulas y accesorios deberán ser unidas a las tuberías de la misma manera como se ha especificado para la tubería.

Las cajas de fierro fundido para las válvulas serán asentadas primeramente y centradas " a plomada " con la nuez de operación de la válvula. La tapa de la caja deberá coincidir con el acabado del pavimento ó la vereda según corresponda.

Para las válvulas con drenaje u otras especiales se hará una caja de albañilería de tal manera que la nuez de operación sea facilmente accesible para su operación a través de la abertura de la caja.

Las cajas de válvulas serán construídas de tal manera que permitan cualquier reparación de la válvula y den suficiente protección contra los impactos producidos por el tráfico.

La tubería de drenaje de las válvulas de purga no será conectada bajo ninguna circunstancia a un buzón de desagües ó sumergida en ninguna fuente

te; ó de alguna manera que exista posibilidad de succión dentro del sistema de distribución.

Los grifos contra incendio serán colocados en forma tal que se asegure una completa accesibilidad evitando además la posibilidad de daño producido por vehículos y a la vez que no entorpezca el tráfico de peatones; en todo caso no deberán estar a menos de 0.20 mts. del borde de la vereda.

Cuando se coloque grifos a la salida de una curva del camino, no deberán estar a menos de 0.15 mts. ni a menos de 0.30 mts. sobre el nivel de la vereda.

Las boquillas de los grifos deberán estar por lo menos a 0.30 mts sobre el nivel de la vereda.

Cuando se coloquen los grifos sobre el terreno impermeable deberá excavar-se bajo cada grifo un pozo de drenaje de por lo menos 0.60 mts. de profundidad; este pozo se rellenará con grava gruesa ó piedra mezclada con arena, hasta una altura aproximada de 0.15 mts. sobre la apertura del desagüe. Bajo ninguna circunstancia este pozo se conectará al sistema de desagües.

La base de cada grifo será bien anclada en la zanja con lajas de piedra, bloques de concreto ó fijada a la tubería con varilla de fierro ó grampas apropiadas.

Pruebas Hidráulicas.-

Después que la tubería ha sido tendida y acuñada como se especifici

ca más adelante, se probará cada tramo comprendido entre las válvulas; el tramo a probarse será sometido a una presión hidrostática a 10 atmósferas (150 lbs/pulg²). La prueba durará por lo menos 30 minutos.

El tramo entre válvulas a probarse, será llenado lentamente con agua, por medio de una bomba, hasta llegar a la presión especificada, la cual se medirá en el punto más bajo de la tubería. La bomba, conexiones a la tubería, etc., serán suministradas por el Contratista, excepto los manómetros y medidores que serán proporcionados por la entidad contratante. Antes de aplicar la presión especificada, todo el aire de la tubería será expulsado. Para efectuar esta operación, si fuera necesario se perforará una abertura en el punto más alto de la tubería, la que será después cerrada perfectamente.

Toda la tubería, accesorios, válvulas, grifos y juntas, serán cuidadosamente examinadas. Si una unión filtra, se procederá a su reparación en la siguiente forma:

- Sí la unión está hecha con compuesto de azufre, esa unión será ejecutada -
integralmente de nuevo.
- Sí la tubería, accesorios, válvulas ó grifos muestran alguna rotura, deberán ser retirados y remeplados por otros en buenas condiciones.
- Durante la prueba no deberá perder la tubería por filtración más de la cantidad estipulada a continuación en litros por hora, según la siguiente fórmula.

$$F = \frac{N D P}{410}$$

Donde :

- F = Filtración en litros por hora.
- N = Número de juntas.
- D = Diámetro del tubo en pulgadas.
- P = Presión de prueba en metros de agua.

Si se sobrepasa esta especificación, el contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla a su costo.

Se considera como pérdida de filtración, la cantidad de agua que debe agregarse a la tubería y que sea necesaria para mantener la presión de prueba especificada, después que la tubería ha sido completamente llenada y se ha extraído completamente todo el aire.

Con uniones de plomo la prueba de presión durará el tiempo necesario para inspeccionar la tubería y apreciar la filtración.

Con uniones de compuesto de azufre, después de efectuar la prueba en igual forma que para las uniones de plomo, se rellenará la zanja, pero no se repondrá el pavimento hasta un mínimo de 30 días después de la prueba; durante todo este tiempo la tubería se mantendrá a la presión del servicio.

Al final de este período de 30 días, se hará de nuevo la medida de la filtración y si se encuentra conforme se procederá a terminar el pavi-

mento; en caso contrario, el contratista localizará por su cuenta las fugas y procederá a su reparación.

Relleno de Zanjas.-

El material para el relleno, libre de piedras grandes, se depositará en la zanja simultáneamente a ambos costados de la tubería y a una elevación por lo menos de 0.15 mt. sobre la parte superior del tubo dejando las cabezas libres para la inspección.

El material se colocará cuidadosamente en capas delgadas humedeciéndolas si fuera necesario y compactándolas a cada lado de la tubería.

Después de la prueba se procederá al relleno de la zanja por capas sucesivas que podrán contener material grueso, pero que estarán libres de cualquier material que no asegure buena consolidación.

Puede utilizarse el aniego de la zanja para consolidar el relleno siempre que se tomen las precauciones necesarias para asegurar la tubería. El contratista es enteramente responsable de cualquier falla que se derive del procedimiento.

Por lo menos en los 0.30 mt. encima de la parte superior de la tubería no se usarán piedras. En general, las piedras mayores de 0.20 mt. no se usarán en relleno de zanja. Cuando sea necesario que la superficie del relleno sea asegurada para el tránsito a la brevedad posible ó cuando se desee colocar el pavimento (permanente) inmediatamente, por lo menos los últimos -

0.30 mt. de relleno serán de material fino humedecido y muy compactado en capas de 0.10 mt. de espesor hasta llegar a la superficie requerida.

Cuando el asentamiento de la superficie no es importante, la comcompactación de las capas superiores descritas en el acápite anterior será omitida, debiendo en cambio redondearse la parte superior de la zanja con el material de relleno a una altura suficiente que asegure con la consolidación el asentamiento a la línea de gradiente.

El Contratista restituirá el pavimento, vereda, buzones, verjas, etc. a su condición original.

Todo exceso de tubería, construcciones temporales, desmonte, etc. serán retirados por el Contratista, quien dejará el sitio de trabajo completamente limpio a satisfacción del Ingeniero Inspector.

Después de recibidas las obras por la correspondiente entidad oficial, el Contratista será responsable de las zanjas sin pavimento, veredas y verjas por un período de seis meses; y por el pavimento por un período de un año, debiendo reparar por su cuenta cualquier desperfecto que se presente durante el período especificado.

Desinfección de las Tuberías.-

Antes de ser puesta en servicio cualquier nueva línea ó sistema - de agua potable, deberá ser desinfectada con cloro. Cualquiera de los siguientes métodos enumerados por orden de preferencia, podrá seguirse para la ejecu

ción de este trabajo.

- a) - Cloro líquido.
- b) - Compuesto de cloro disuelto en agua.
- c) - Compuesto de cloro seco.

En los casos a y b, es necesario realizar un lavado preliminar. - Antes de la clorinación, toda suciedad y materia extraña deberá ser eliminada inyectándole agua por un extremo y haciéndola salir por el otro por medio de un grifo contra incendio u otro medio. Esto deberá hacerse después de la prueba a presión, ya sea antes ó después del relleno de la zanja.

Para la desinfección con cloro líquido, se aplicará una solución de cloro, por medio de un aparato clorador de solución ó cloro directamente de un cilindro, con aparatos adecuados para controlar la cantidad inyectada y asegurar la difusión efectiva del cloro en toda la tubería. Será preferible usar el aparato clorinador de solución.

El punto de aplicación será de preferencia el comienzo de la tubería, y a través de una llave " Corporation ".

El dosaje de cloro aplicado para la desinfección será de 40 a 50 p.p.m.,

En la desinfección de la tubería por compuestos de cloro disueltos, se podrá usar compuestos de cloro tal como hipoclorito de calcio ó similares y cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido.

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

El período de retención será por lo menos de 3 horas. Al final de la prueba el agua deberá tener un residuo por lo menos de 5 p.p.m. de cloro.

En el proceso de cloración, todas las válvulas nuevas y otros accesorios serán operados repetidas veces, para asegurar que todas sus partes entren en contacto con la solución de cloro.

Después de la prueba el agua con cloro será totalmente expulsada llenándose la tubería con el agua dedicada al consumo. Antes de poner en servicio esta tubería, se comprobará que el agua que contiene satisface las exigencias de los abastecimientos del agua potable del país, para lo cual se harán los análisis químicos bacteriológicos correspondientes. Si estas condiciones no fueran totalmente satisfechas, la desinfección volverá a repetirse.

Cuando no sea posible usar los procedimientos señalados anteriormente podrá usarse el siguiente procedimiento.

Una dosis previamente calculada del compuesto de cloro a usarse será esparcida durante el proceso del trabajo dentro de la primera unión de la tubería a desinfectarse y a intervalos calculados; preferentemente en cada unión. Para el dosaje se tomará como base la solución de 75 grs. de hipoclorito de calcio con 70 % de "cloro disponible, por cada m³. de capacidad de

la tubería. Se podrá usar otros compuestos y otros porcentajes de "Cloro disponible", calculando la cantidad a base de lo anteriormente especificado.

Una vez terminado el tendido de la tubería para proceder a la prueba se llenará ésta muy lentamente con agua, para evitar el arrastres del compuesto de polvo hasta el extremo de la tubería. El período de retención, manipuleo de válvulas, lavado, análisis, serán de 3 horas por lo menos y se hará como se especificó anteriormente.

- - - - - 0 - - - - -

RELACION DE PLANOS Y CUADROS

LAMINA N°

- 1 Proceso de Transmición de las Enfermedades.
- 2 Qué es Ingeniería Sanitaria ?
- 3 Programa de Erradicación de Malaria.
- 4 Croquis del Sistema existente de Agua Potable.
- 5 Estudio de la Población futura de Paiján.
- 6 Estudio de la Población futura de Paiján.
- 7 Estudio de la Población futura de Paiján.
- 8 Plano topográfico de Paiján - Trujillo.
- 9 Distribución de Areas.
- 10 Variaciones Horarias.
- 11 Cuenca del Río Chicama.
- 12 Recursos Acuíferos.
- 13 Río Chicama - Descarga mínima en m³/seg.
- 14 Río Chicama - Descarga máxima en m³/seg.
- 15 Río Chicama - Descarga media en m³/seg.
- 16 Río Chicama - Volumen mensual en miles de m³.
- 17 Ubicación de Pozos en la Zona de Paiján.
- 18 Pozos Tubulares de Paiján - Características.
- 19 Sección Geológica Zona de Paiján.
- 20 Caseta de Bombeo.
- 21 Línea de Impulsión - Primera Etapa.
- 22 Línea de Impulsión - Etapa Final.
- 23 Volumen de Regulación del Reservorio.
- 24 Reservorio Apoyado 1,000 m³.
- 25 Sistema de Tuberías Matrices.
- 26 Condición de Cálculo N° 4. (Salida con Qmd + Incendio N.)

LAMINA N°

- 27 Condición de Cálculo N° 5 (Qmd + Incendio S.)
- 28 Condición de Cálculo N° 3 (Salida Q mín. hor. - Etapa Final).
- 29 Condición de Cálculo N° 6 (Salida Q mín. hor. - Prime ra Etapa).
- 30 Condición de Cálculo N° 1 (Salida Q máx. hor)
- 31 Condición de Cálculo N° 2 (Salida Qmd).
- 32 Esquema de Tuberías y Accesorios.

B I B L I O G R A F I A

- WATER SUPPLY ENGINEERING - Babbil and Doland
- WATER SUPPLY AND WASTE WATER DISPOSAL - Fair - Geyyer
- PUBLIC WATER SUPPLIES - Turneaure - Russell
- WATER SUPPLY AND PURIFICATION - W. A. Hardenberg
- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARRILLADO E. W. Steel
- WATER SUPPLY CONTROL - New York Department of Health División of Environmental Health Services.
- SEMINARIO SOBRE DISEÑOS DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA. - Publicación O.P.S. - O.M.S. de 1964.
- HANDBOOK OF HYDRAULICS - Davis
- Apuntos del Curso de ABASTECIMIENTO DE AGUA DEL. - Ing^o Jorge Pflucker H.
- PROYECTOS INTEGRALES DE AGUA POTABLE PARA LAS CIUDADES DE AREQUIPA, LIMA, PIURA, PISCO, CHINCHA, TRUJILLO.
- ARCHIVOS DE LA CORPORACION DE FOMENTO ECONOMICO Y SOCIAL DE LA LIBERTAD.
- BOLETIN ESTADISTICO DE ENFERMEDADES - MINISTERIO DE SALUD.
- BOLETIN DE METEOROLOGIA - Ministerio de Agricultura
- METODOS STANDARD PARA EXAMEN DE AGUAS Y AGUAS DE DESECHOS. - APHA - AWWA - WPCF.
- REGLAMENTOS DE LOS REQUISITOS OFICIALES FISICOS, QUIMICOS Y BACTERIOLOGICOS, QUE DEBEN REUNIR LAS AGUAS DE BEBIDA PARA SER CONSIDERADAS POTABLES. - Ministerios de Salud (División de Ingeniería Sanitaria).-
- REVISTAS DE AIDIS y ACODAL

- EL AGUA Y LA SALUD DEL HOMBRE - Centro Regional de Ayuda
Técnica - AID (Agencia
para el Desarrollo Inter
nacional).
- CHEMISTRY FOR SANITARY ENGINEERS - Clair N. Sawyer -
Perry L. Mc Carty
- MANUAL DE DISEÑO DE POZOS DE AGUA - Joe L. MOGG.
- MANUAL SOBRE PEQUEÑOS SISTEMAS DE - Centro Reg. de Ayusa
ABASTECIMIENTOS DE AGUA - Técnica - A.I.D. - MEXICO
- NORMAS GENERALES PARA PROYECTOS DE - Ministerio de Salud
ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE
- NORMAS PROVISIONALES PARA LA ELABORACION - División Proyectos
Y PRESENTACION DE PROYECTOS DE SISTEMAS - Ministerio de F. y O.P.
DE ABASTECIMIENTO PUBLICO DE AGUA Y AL- (Ministerio Vivienda).
CANTARILLADO.
- CENSOS NACIONALES DE LA REPUBLICA - AÑO 1961 y 1940
- ESTUDIOS DE AGUAS SUBTERRANEAS EN - TAHAL WATER PLANNING
LA ZONA DE PAIJAN REALIZADOS POR - Ltd.
- EVACUACION DE EXCRETAS EN ZONAS - E. G. Wagner -
PENALES Y EN PEQUEÑAS COMUNIDADES. - J. N. Jancoex