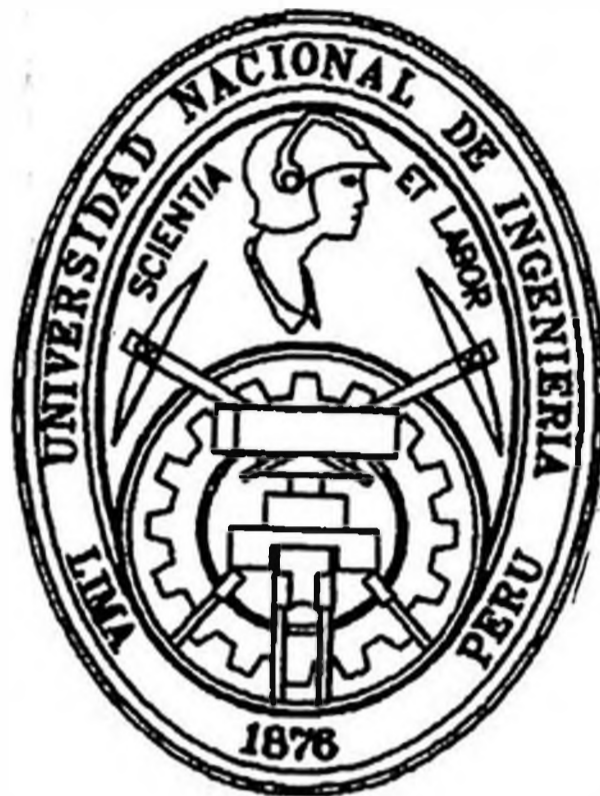


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**



**ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE  
Y ALCANTARILLADO  
DE LA LOCALIDAD DE PAITA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO SANITARIO**

**JULIO CESAR HERRERA GARCES  
OSCAR IGNACIO REYES MORAN**

**LIMA - PERU  
1994**

A MI MADRE AIDA  
Y HERMANOS POR  
SU INMENSURABLE  
SACRIFICIO.

A LA CIUDAD DE PAITA

A LA MEMORIA DE MI  
PADRE JOSE, MI ABUELO  
MARCELINO, MI ABUELA  
MERCEDES, MIS TIOS  
FRANCISCO, VICTORIA,  
JULIA, MICAELA Y MI  
PRIMA ELIANA

A MI ESPOSA MARTHA,  
MI HIJO JESUS Y MIS  
HERMANOS POR SU  
CONSTANTE APOYO.

A LA CIUDAD DE PAITA

A LA MEMORIA DE MIS  
PADRES CARLOS Y ANA, MI  
ABUELO ROBERTO Y MI  
ABUELA MARIA.

## A G R A D E C I M I E N T O

Expresamos nuestro más profundo agradecimiento a todas las personas que de una u otra manera nos han brindado su apoyo durante el desarrollo del presente estudio de tesis, con el más sincero deseo de no excluir por error a alguna de ellas.

Nuestro especial agradecimiento a nuestro asesor Ingeniero Luis Malnatti Fano por su incondicional apoyo, consejos, asesoramiento y amistad.

Asimismo, a la Municipalidad Provincial de Paita en las personas del Señor Alcalde Q.F. Alejandro Torres Vega, el Señor Director Municipal Victor Olaya García, al Asesor Legal Abogado Walter Yenque Reyes, al ex Director de Sedapiura Paita Profesor Almerjo Rosado Zapata, por su gran apoyo y amistad.

Al Ingeniero Walter Pérez García por sus constantes consejos, ayuda y aprecio.

También nuestro agradecimiento al Sr. Luis Cárcamo Carrasco, Jefe de la División Técnica, al Sr. Pedro Herrera Huanca del Area de Catastro y al Sr. Braulio Palacios Panta del Area Comercial, a la Sra. Martha García Chumacero, secretaria, todos ellos trabajadores de la empresa Sedapiura Paita.

Agradecemos a la Srta. Ingeniera Clara Marina Farías Zegada de la Universidad de Piura.

Finalmente, agradecemos a nuestros recordados profesores y amigos de la Facultad de Ingeniería Ambiental de la Universidad Nacional de Ingeniería, por su confianza, paciencia y amistad con quienes compartimos innumerables horas de estudio y trabajo.

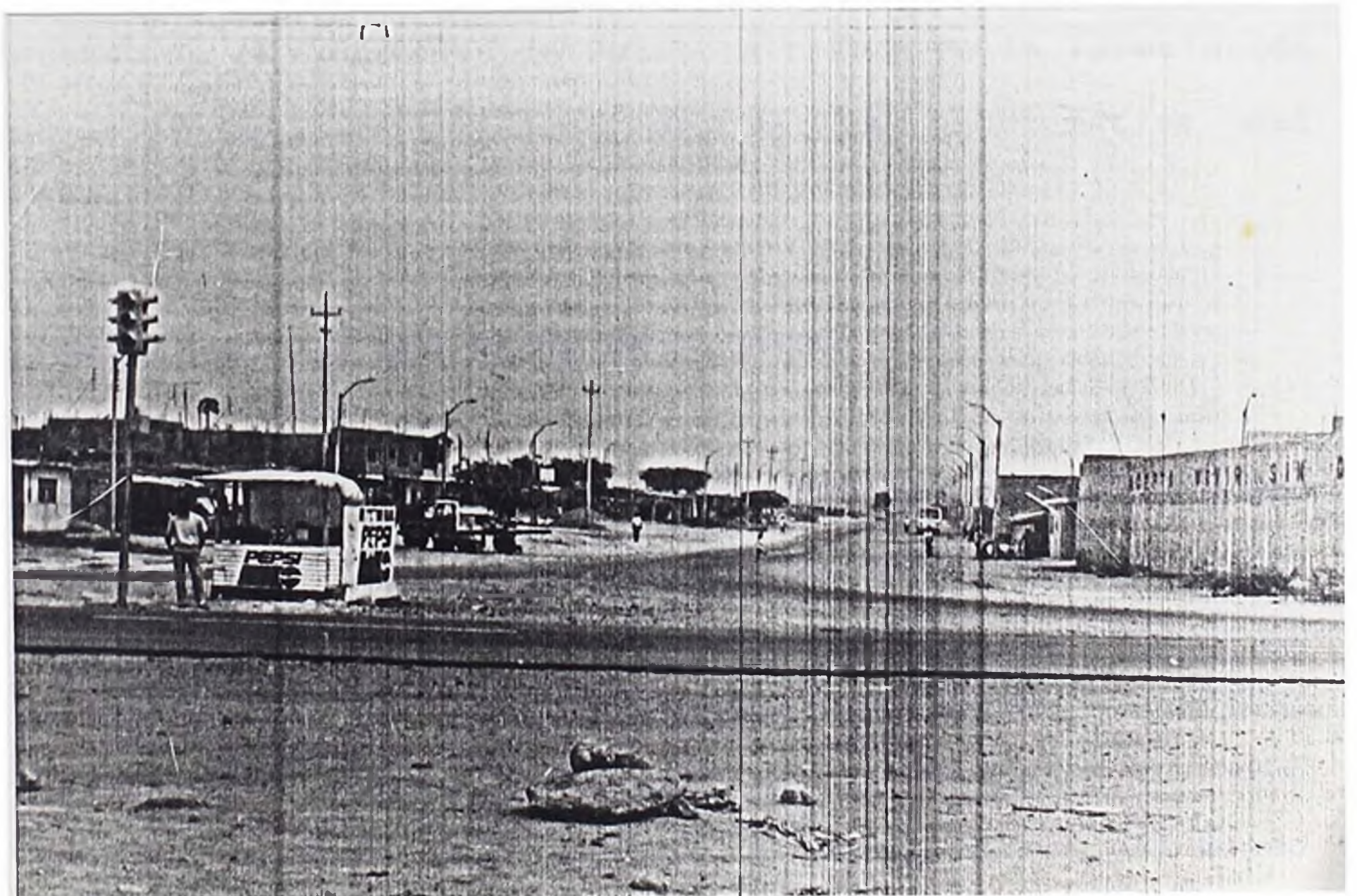
Y por último, agradecemos a nuestros padres y hermanos de cada uno de nosotros por su invalorable apoyo durante toda nuestra vida.

PANORAMICAS DE LA CIUDAD DE PAITA

VISTA DE LA ZONA BAJA



VISTA DE LA ZONA ALTA



## SUMARIO

### INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis se titula "Estudio Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la localidad de Paita", el cual permitirá ejecutar ampliaciones de agua potable y alcantarillado y mejoramiento de la infraestructura sanitaria existente en su conjunto. Este trabajo ha sido aprobado por la Escuela Profesional de Ingeniería Sanitaria y contribuirá con los planes de expansión y desarrollo urbano de la localidad de Paita, a través de la formulación de alternativas de solución de la problemática del saneamiento básico.

### CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA

La provincia de Paita se encuentra ubicada al Noroeste del territorio peruano y es una de las diez provincias que constituye la región Grau. La localidad de Paita se encuentra a 57 Km. al Oeste de la ciudad de Piura, capital de la Región Grau, y forma parte de la Subregión "Luciano Castillo Colonna" y es capital de la provincia del mismo nombre; geográficamente se sitúa por las coordenadas

5°04'57" de latitud Sur y 81°06'42" de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich. Su altitud varía entre 0 y 101 metros sobre el nivel del mar, dividiéndose en Paita Zona Alta y Paita Zona Baja. Su geografía es variada y cuenta con el río Chira que constituye el eje de la hidrografía provincial puesto que en su margen izquierda se ubican los distritos de La Huaca, El Arenal y Colán y en su margen derecha Tamarindo, Amotape y Vichayal.

El clima de la provincia es cálido con temperatura promedio de 23°C. Se presentan escasos períodos lluviosos en años normales y en años excepcionales la influencia del Fenómeno del Niño. La actividad predominante en la localidad de Paita es la pesca y en el año 1990 participó con el 2.9% del PBI y el 9.6% del PEA del 100% a nivel regional. En cuanto al ingreso laboral per cápita la provincia de Paita se sitúa por debajo de las provincias de Talara y Piura.

La población económicamente activa se distribuye mayormente en actividad industrial ocupando un segundo lugar la actividad agrícola.

Paita posee un área asignada para su futura Zona Franca Industrial y se vincula mediante dos carreteras asfaltadas a las ciudades de Piura y Sullana.

A nivel de educación, Paita tiene una tasa de escolaridad global de 61.3%.

La tasa de mortalidad infantil es de 108 niños muertos antes de un año de cada mil nacidos vivos y la tasa bruta de mortalidad es de 9.9 defunciones por cada mil habitantes. En Paita existe una gran falta de viviendas que

genera actualmente una alta densificación.

El abastecimiento de agua potable a la localidad de Paita se efectúa a través del Sistema Eje Paita-Talara.

#### **EVALUACION DEL SISTEMA EXISTENTE**

Paita, Talara y sus anexos se abastecen en la actualidad de la planta de tratamiento de agua potable El Arenal, denominado Sistema Eje Paita-Talara, correspondiendo a Paita un caudal de 253 lps. y a Talara 355 lps.

La infraestructura existente del S.E.P.T. consta de una captación, planta de tratamiento, reservorio de almacenamiento, estaciones de bombeo y línea de conducción. En la localidad de Paita se cuenta con una capacidad de almacenamiento de 6,638 mt<sup>3</sup> constituida por dos reservorios enterrados R1 y R2 y un apoyado R3, que abastecen a la Zona Baja; y otro apoyado R4, que abastece al Complejo Pesquero; y una cisterna de bombeo de agua potable El Tablazo que abastece a la Zona Alta de Paita.

La Zona Baja cuenta con redes de distribución de agua potable primarias y secundarias y redes colectoras de alcantarillado primarias y secundarias, un emisor y tres estaciones de bombeo de aguas residuales que impulsan hacia las lagunas de estabilización existentes. En la Zona Alta existe sistema de redes de agua potable y alcantarillado ejecutadas por Enace de las habilitaciones urbanas denominadas Isabel Barreto I y II, dos emisores y una estación de bombeo de aguas residuales y línea de impulsión



hacia las lagunas de estabilización. Existiendo en la Ciudad del Pescador de la Zona Alta algunas redes primarias y secundarias que no fueron proyectadas en forma integral. Por lo tanto, en estas condiciones el servicio que se brinda de agua potable en la Zona Alta es muy deficiente (por horas e interdiario) habiéndose elaborado en el presente estudio un proyecto integral de agua potable y alcantarillado con proyección al año 2010 cuya demanda de agua potable sería de 119.31 lps. la cual no podría ser cubierta con las actuales condiciones del sistema existente.

#### **DATOS PARA EL PROYECTO**

La población estimada para Paita se ha calculado de acuerdo a diferentes métodos estadísticos proyectándose una población para el año 2010 de 55,323 habitantes, de ésta cifra unos 33,038 habitantes corresponden a la Zona Alta de Paita la cual se considera para el Proyecto de Agua Potable y Alcantarillado. Asumiendo una dotación de 180 lps/hab/día, de acuerdo a consumos reales, se ha obtenido un caudal promedio de 68.83 lps, un caudal máximo diario de 89.48 lps y un caudal máximo horario de 123.89 lps y un caudal de bombeo de 119.3 lps. El volumen de almacenamiento proyectado se contempla para una cisterna de 500 mt<sup>3</sup> y un tanque elevado de 2,200 mt<sup>3</sup>.

El caudal de contribución al sistema de alcantarillado es de 99.11 lps.

## ESTUDIO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

En la localidad de Paita y en toda la provincia no existe otro tipo de fuente de agua que la superficial dada por la presencia del caudaloso río Chira el cual provee del líquido elemento para toda la zona de Talara, Sullana y Paita. El río Chira es el que mantiene un caudal abundante todo el año, con una masa anual calculada de 2,000 millones de metros cúbicos.

El área de la cuenca del río Chira es de 17,746.54 Km<sup>2</sup> correspondiendo 9,683.68 Km<sup>2</sup> al área peruana.

El río Chira sustentado en base a datos estadísticos históricos hidrológicos resulta ser una fuente de agua bastante segura para las demandas de consumo humano, comercial, industrial así como para áreas de irrigación.

## MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EJE PAITA-TALARA

De acuerdo al análisis de oferta y demanda actual existe un caudal disponible de 72.58 lps y para la oferta y demanda futura un caudal faltante de 97.74 lps. Con el fin de mejorar la eficiencia de producción de agua potable en la planta de tratamiento para cubrir el déficit futuro se plantean cinco soluciones como son: a) Poner en operación los actuales equipos de bombeo N<sup>o</sup> 3 y N<sup>o</sup> 4 que por deficiencias se encuentran paralizados así como por falta de capacidad eléctrica; b) Ampliar la planta de tratamiento

El Arenal en 345 lps mediante la construcción de estructuras civiles, equipos electromecánicos y dispositivos de tratamiento; c) Rehabilitar y poner en funcionamiento la antigua planta de tratamiento de agua potable contribuyendo así con 120 lps adicionales; d) Incrementar la eficiencia de la planta de tratamiento mediante una operación eficiente, para lo cual se deben controlar ciertos parámetros como la turbiedad y color y por la falta de continuidad de la operación se está perjudicando el sistema de decantación; e) Incrementar la eficiencia de coagulación de la planta de tratamiento para lo cual se propone la aplicación del coagulante cloruro férrico cuyo uso ha dado buenos resultados en las pruebas realizadas.

Por otro lado se propone un mejoramiento hidráulico de las líneas de conducción existentes independizándolas en su funcionamiento de manera que trabajen a presiones hidráulicas adecuadas.

Adicionalmente se debe implementar una nueva estación de bombeo la cual alimentaría a la línea de  $\phi 10''$  y una estación "booster" para la línea de  $\phi 16''$ .

También deberán instalarse los respectivos caudalímetros y manómetros que permitan controlar las presiones y caudales. Según cálculos efectuados para la demanda futura de caudal a conducirse hacia la localidad de Paita es necesario la instalación de una nueva de conducción por bombeo de agua potable de diámetro  $\phi 24''$ . La demanda futura de agua para la Zona Franca Industrial se ha considerado satisfacerla

mediante la utilización de la línea existente de  $\phi 16''$ . Todo esto considerado como alternativa de ejecución a largo plazo.

#### **SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL DE LA ZONA ALTA DE PAITA.**

El sistema contemplado es: cisterna, estación de bombeo, línea de impulsión, reservorio de almacenamiento, línea de aducción y red de distribución, diseñados para el año 2010. La cisterna de 500 mt<sup>3</sup> se alimentará con una línea de  $\phi 12''$  derivada de la línea de conducción por bombeo de  $\phi 16''$ . Mediante una línea de impulsión de  $\phi 14''$  alimentará al reservorio (tanque elevado) de 2,200 mt<sup>3</sup>, y que para fines de cimentación de esta estructura se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos. El caudal de bombeo para 18 horas de operación es de 119.30 lps. El tanque elevado a su vez abastecerá a la red de distribución mediante una tubería de aducción de  $\phi 14''$ . Según los cálculos hidráulicos efectuados mediante el método de Cross se ha diseñado la red de distribución (redes primarias).

#### **RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL.**

En el diseño se ha tenido en cuenta las Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado destinados a localidades urbanas y el Reglamento Nacional

de Construcciones. El sistema de distribución contempla las tuberías trocales, tuberías de servicio y conexiones domiciliarias, de material PVC Clase 5. El sistema está conformado por circuitos cerrados, por ser el más conveniente técnicamente, y cuya verificación de los cálculos hidráulicos se efectuado por el método de Hardy Cross. La red de distribución consta de trece circuitos y las presiones máximas y mínimas consideradas serán de 50 y 15 mt. de columna de agua respectivamente.

Una vez ejecutado el proyecto de agua potable se harán las pruebas hidráulicas convenientes y desinfección de todas las redes primarias y secundarias.

#### **SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA EL PROYECTO INTEGRAL.**

Este sistema está diseñado para recolectar todas las aguas servidas mediante colectores primarios, secundarios, emisores, cámara de bombeo, línea de impulsión y su disposición a un sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización. La metodología utilizada para la elaboración del cálculo hidráulico se basa en la aplicación de las fórmulas de Ganguillet, Kutter, Manning, Chezy y relaciones hidráulicas para el dimensionamiento de colectores y determinación de parámetros hidráulicos y teniendo en cuenta las Normas y Requisitos para el diseño de Redes de Agua y Alcantarillado así como el Reglamento Nacional de Construcción. Los sistemas existentes están integrados en el presente estudio. El sistema contempla

tuberías de material de concreto simple normalizado y la construcciones de 309 buzones de inspección de alturas variables, así como la ejecución de 3,300 conexiones domiciliarias. La cámara de bombeo de aguas residuales, mediante los cálculos realizados, será acondicionada para la demanda futura en su volumen útil y equipos electromecánicos. En el presente estudio se plantea la ejecución de una nueva línea de impulsión de  $\phi$  14" que reemplazará a la actual de  $\phi$  10" en la demanda futura.

#### **SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL USO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.**

Con la finalidad de controlar la contaminación del medio ambiente es conveniente tratar las aguas residuales mediante el uso de las lagunas de estabilización las cuales permitirán efectuar un tratamiento adecuado y el posible reuso del agua tratada en forestación y agricultura. En tal sentido se plantea rehabilitar y mejorar las lagunas existentes en Paitá para un eficiente tratamiento del agua residual y un uso racional del agua tratada en ellas. Esta batería de lagunas, ubicadas frente a la estación de la Villa Naval, consta de 6 lagunas primarias y 6 lagunas secundarias interconectadas a través de tuberías y compuertas y de un sistema de alcantarillado para recoger el caudal efluente tratado. Mediante la aplicación de modelos matemáticos y considerando un tratamiento del tipo facultativo se ha determinado que las dimensiones de las

actuales lagunas de estabilización necesitan ser acondicionadas para lograr el tratamiento adecuado de las aguas residuales. Se propone el uso actual de las lagunas de estabilización dividiendo el caudal de aguas residuales de Paíta de tal manera que dos lagunas primarias y secundarias recepcionen el caudal de la zona alta y las restantes cuatro lagunas primarias y secundarias recepcionen el caudal de la zona baja cuyo sistema de alcantarillado sí está funcionando mientras que en la zona alta funciona solamente las habilitaciones de Enace I y II. En tal sentido se debe construir, en un futuro, dos lagunas adicionales para el tratamiento de los desagües de la zona alta. Además, para la recolección final de los desagües tratados se construirá un canal lateral a las salidas de las lagunas secundarias el cual se dirige a las áreas eriazas para el regadío de las mismas. La rehabilitación también contempla el cambio del sistema de ingreso, interconexiones y salidas de las lagunas existentes.

#### **EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL.**

Con la metodología aplicada para la evaluación del Impacto Ambiental se ha determinado una baja calidad de vida resultado de una desigual distribución y concentración de población y un bajo desarrollo de las actividades productivas así como la ocurrencia de serios fenómenos naturales. La ejecución del proyecto integral de agua potable y alcantarillado generaría un impacto ambiental

positivo al mejorar sustancialmente los parámetros de calidad de vida en los aspectos de salud pública, estética y ecología, principalmente. Por otro lado se debe controlar la expansión urbana hacia el sur para evitar que la población se acerque al lugar donde están ubicadas las lagunas de estabilización y no se generen problemas sanitarios.

En conclusión para mejorar el aspecto sanitario y ambiental de la localidad de Paita deben tomarse en cuenta las evaluaciones, los diagnósticos, recomendaciones y las soluciones planteadas en los diferentes capítulos del presente estudio los cuales podrían ser complementadas con estudios similares de profesionales afines con el propósito de enriquecer este trabajo el cual servirá de guía en los planes de desarrollo local y/o provincial en el sector de saneamiento. Indudablemente la falta de presencia de profesionales en la especialidad de ingeniería sanitaria ha contribuido a que los sistemas existentes de agua y alcantarillado sean deficientes y es un factor limitante en las empresas de agua y alcantarillado para la toma de decisiones técnicas por lo que es necesario su convocatoria y participación en la planificación, evaluación, diagnóstico y desarrollo de todos los proyectos presentados en este estudio dentro de las mismas empresas de servicio de saneamiento.



## INDICE

SUMARIO		i
INDICE DE CUÁDROS, FOTOS, GRÁFICOS, LAMINAS Y PLANOS		xii
CAPITULO I: INTRODUCCION		1
1.1	Objetivo del estudio.	1
1.2	Alcances del estudio.	1
1.3	Antecedentes.	2
1.4	Situación actual de la localidad.	3
CAPITULO II: CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA		10
2.1	Ubicación.	10
2.2	Límites.	10
2.3	Topografía.	11
2.3.1	Morfología.	11
2.3.2	Hidrografía.	12
2.3.2.1	Acuíferos en la ciudad de Paita.	13
2.3.2.2	Napa freática superficial.	14
2.4	Clima.	14
2.4.1.	Temperatura.	14
2.4.2	Humedad relativa.	17
2.4.3	Precipitaciones pluviales.	17
2.4.4	Vientos.	17
2.5	Niveles socioeconómicos.	19
2.5.1	Ingreso per cápita.	22
2.5.2	Categoría ocupacional.	23
2.5.3	Zona Franca Industrial de Paita.	26
2.5.4	Vías de transporte y comunicación.	26
2.5.4.1	Vía terrestre.	29
2.5.4.2	Vía marítima.	32
2.5.4.3	Comunicaciones.	32
2.5.5	Nivel de educación de la población.	32
2.5.6	Nivel de salud.	33
2.5.6.1	Capacidad instalada para la atención de salud.	33
2.5.6.2	Indice de Morbilidad.	35
2.5.6.3	Indice de Mortalidad.	37
2.5.7	Vivienda.	37
2.5.8	Saneamiento básico.	41
2.5.9	Condiciones del medio ambiente (ecología).	41
2.6	Aspectos urbanos.	41
CAPITULO III: EVALUACION DEL SISTEMA EXISTENTE		46
3.1	Descripción de los sistemas existentes.	46
3.1.1	Sistema de agua potable.	46
3.1.1.1	Captación	49
3.1.1.2	Planta de Tratamiento.	53
3.1.1.3	Línea de conducción.	53
3.1.1.4	Reservorios	70
3.1.1.5	Caseta de Bombeo Nueva Esperanza.	78
3.1.1.6	Redes de Distribución	79
3.1.2	Sistema de alcantarillado	85
3.1.2.1	Zona Baja.	85
3.1.2.2	Zona Alta	101
3.1.3	Disposición final de aguas	

	residuales. . . . .	107
	3.1.3.1 Lagunas de Estabilización . . . . .	109
3.2	Condiciones de funcionamiento. . . . .	113
	3.2.1 Sistema de Agua Potable . . . . .	113
	3.2.1.1 Zona Alta. . . . .	113
	3.2.1.2 Zona Baja. . . . .	113
	3.2.1.3 Zona Industrial Baja. . . . .	114
	3.2.2 Sistema de Alcantarillado . . . . .	115
	3.2.2.1 Zona alta. . . . .	115
	3.2.2.2 Zona baja. . . . .	115
	3.2.2.3 Empresas Industriales. . . . .	117
3.3	Diagnóstico de la situación actual. . . . .	117
	3.3.1 Fuente de abastecimiento . . . . .	117
	3.3.2 Planta de tratamiento. . . . .	120
	3.3.2.1 Costo de producción de agua por metro cúbico. . . . .	122
	3.3.3 Estación de bombeo de mejoramiento a la provincia de Paita. . . . .	127
	3.3.4 Líneas de conducción por bombeo de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ Arenal-Paita. . . . .	129
	3.3.4.1 Línea de conducción de $\phi 10''$ . . . . .	129
	3.3.4.2 Línea de conducción $\phi 16''$ . . . . .	133
	3.3.5 Caudales actuales y futuros de demanda. . . . .	138
	3.3.5.1 Caudales actuales de demanda que se empalman a las líneas de conducción de $\phi 16''$ y $\phi 10''$ . . . . .	138
	3.3.5.2 Caudales actuales de demanda entre caseta Tablazo y Reservorio Nro. 1, por diversas conexiones en la línea de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ . . . . .	142
	3.3.5.3 Caudales actuales de demanda en la zona baja de Paita. . . . .	142
	3.3.5.4 Caudales actuales y futuros de demanda de agua potable para el Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de Paita alta. . . . .	142
	3.3.6 Factibilidad. . . . .	145
	3.3.6.1 Factibilidad actual . . . . .	145
	3.3.6.2 Factibilidad futura . . . . .	151
CAPITULO	IV: DETERMINACION DE DATOS PARA EL PROYECTO . . . . .	152
4.1	Población. . . . .	152
	4.1.1 Cálculo poblacional. . . . .	152
	4.1.1.1 Método Geométrico . . . . .	152
	4.1.1.2 Método de Interés Simple . . . . .	154
	4.1.1.3 Método de la Parábola de Segundo Grado . . . . .	160
	4.1.1.4 Método de Incrementos Variables . . . . .	165
	4.1.1.5 Método Racional . . . . .	166
	4.1.1.6 Método Crecimiento Geométrico del Perú . . . . .	168
	4.1.1.7 Resumen de curvas seleccionadas y curva elegida. . . . .	171
	4.1.1.8 Resultado de proyecciones de población . . . . .	172
4.2	Densidad poblacional. . . . .	172

4.3	Areas de expansión urbana. . . . .	175
4.4	Factores que influyen en el consumo de agua. . . . .	175
4.4.1	Factores Generales . . . . .	175
4.4.1.1	Clima. . . . .	175
4.4.1.2	Hábitos y Niveles de vida. . . . .	176
4.4.1.3	Actividades de la población. . . . .	176
4.4.1.4	Tamaño de la población. . . . .	176
4.4.2	Usos del agua. . . . .	177
4.4.2.1	Domésticos. . . . .	177
4.4.2.2	Comercial. . . . .	177
4.4.2.3	Industrial. . . . .	177
4.4.2.4	Usos semi-públicos. . . . .	178
4.4.2.5	Usos públicos. . . . .	179
4.5	Dotaciones. . . . .	179
4.6	Variaciones de consumo. . . . .	179
4.7	Caudales de diseño. . . . .	180
4.7.1	Caudal promedio ( $Q_p$ ) . . . . .	180
4.7.2	Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ) . . . . .	180
4.7.3	Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) . . . . .	181
4.7.4	Caudal de bombeo ( $Q_b$ ) . . . . .	181
4.7.5	Caudal contra incendio ( $Q_i$ ) . . . . .	181
4.8	Volumen de almacenamiento. . . . .	182
4.8.1	Volumen de Regulación ( $V_r$ ) . . . . .	182
4.8.2	Volumen Contra Incendio ( $V_i$ ) . . . . .	182
4.8.3	Volumen de Reserva ( $V_{res}$ ) . . . . .	182
4.9	Caudal de contribución al sistema de alcantarillado . . . . .	183

CAPITULO	V: ESTUDIO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO . . . . .	184
5.1	Tipo de fuente. . . . .	184
5.1	Cuencas Hidrográficas y descripción del río Chira. . . . .	186
5.1.1	Características de la cuenca. . . . .	189
5.1.1.1	Topografía. . . . .	189
5.1.1.2	Climatología. . . . .	192
5.1.1.3	Geología. . . . .	194
5.1.1.4	Suelos. . . . .	194
5.1.1.5	Cuencas Interconectadas Chira-Piura. . . . .	196
5.1.2	Características del río Chira. . . . .	201
5.1.2.1	Area de la cuenca del Chira. . . . .	201
5.1.2.2	Caudal de agua circulante . . . . .	201
5.1.2.3	Características del agua. . . . .	202
5.3	Alternativas. . . . .	205

CAPITULO	VI: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EJE PAITA-TALARA . . . . .	206
6.1	Análisis del sistema existente. . . . .	206
6.2	Planta de tratamiento. . . . .	210
6.2.1	Primera solución: Puesta en operación de los equipos de bombeo N° 3 y N° 4. . . . .	211
6.2.2	Segunda solución: Ampliación de la Planta de Tratamiento. . . . .	212
6.2.2.1	Sistema de Captación. . . . .	212
6.2.3	Tercera solución: Rehabilitación y puesta en funcionamiento de la antigua planta de tratamiento de agua potable . . . . .	

	de Paita. . . . .	215
6.2.4	Cuarta solución: Incremento de la eficiencia de la Planta de Tratamiento. . . . .	225
6.2.4.1	Recomendaciones para el incremento de la eficiencia en el tratamiento. . . . .	237
6.2.5	Quinta solución: Incremento de la eficiencia de la Coagulación de la Planta de Tratamiento. . . . .	242
6.3	Línea de conducción. . . . .	248
6.3.1	Análisis Hidráulico de las líneas de conducción de $\phi 16''$ y $\phi 10''$ . . . . .	248
6.3.2	Mejoramiento hidráulico de las líneas de conducción existentes de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ . . . . .	251
6.3.2.1	Descripción del Proyecto. . . . .	253
6.3.3	Instalación de nueva línea de conducción. . . . .	261
CAPITULO	VII: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL DE LA ZONA ALTA DE PAITA . . . . .	266
7.1	Descripción del sistema. . . . .	266
7.1.1	Cisterna - Estación de Bombeo . . . . .	266
7.1.2	Línea de impulsión . . . . .	271
7.1.2.1	Caudal de diseño. . . . .	272
7.1.2.2	Cálculo del diámetro económico. . . . .	272
7.1.2.3	Determinación de la pérdida de carga. . . . .	278
7.1.2.4	Determinación de la potencia requerida. . . . .	281
7.1.2.5	Determinación del costo del equipo de bombeo. . . . .	282
7.1.2.6	Determinación del exceso de presión por golpe de ariete. . . . .	283
7.1.2.7	Verificación del punto de cota mínima. . . . .	283
7.1.2.8	Costos. . . . .	286
7.1.3	Reservorio (Tanque Elevado) . . . . .	287
7.1.3.1	Volumen de regulación ( $V_r$ ) . . . . .	291
7.1.3.2	Volumen Contra Incendio ( $V_{ci}$ ) . . . . .	293
7.1.3.3	Volumen de Reserva ( $V_{res}$ ) . . . . .	294
7.1.3.4	Volumen Total de Almacenamiento . . . . .	294
7.2	Ubicación del reservorio elevado. . . . .	295
7.3	Cálculo hidráulico . . . . .	295
7.3.1	Tubería de Impulsión . . . . .	295
7.3.2	Altura de Reservorio. . . . .	297
7.3.3	Tubería de Aducción. . . . .	297
7.4	Estudio de Mecánica de Suelos . . . . .	297
7.4.1	Ubicación de las futuras estructuras. . . . .	297
7.4.2	Geología. . . . .	298
7.4.3	Investigación del subsuelo. . . . .	298
7.4.4	Ensayos de Laboratorio. . . . .	300
7.4.5	Capacidad portante del suelo. . . . .	329
7.4.5.1	Resultados. . . . .	330

CAPITULO VIII: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA EL		
	PROYECTO INTEGRAL . . . . .	332
8.1	Introducción . . . . .	332
8.2	Diseño de la red de distribución . . . . .	333
8.2.1	Población futura o de diseño . . . . .	333
8.2.2	Determinación del Caudal de Diseño . . . . .	333
8.2.3	Sistema de distribución . . . . .	334
8.2.3.1	Líneas de alimentación . . . . .	334
8.2.3.2	Tuberías troncales . . . . .	335
8.2.3.3	Tuberías de servicio . . . . .	335
8.3	Cálculo Hidráulico . . . . .	337
8.3.1	Configuración de la red de distribución . . . . .	339
8.3.2	Determinación de los caudales que conforman los circuitos. . . . .	340
8.3.2.1	Método de las áreas de influencia . . . . .	340
8.3.2.2	Procedimiento del cálculo de caudales iniciales de tránsito. . . . .	343
8.3.2.3	Procedimiento del cálculo hidráulico . . . . .	344
8.3.2.4	Presentación de programa de cómputo para el método de Hardy y Cross . . . . .	349
PROGRAMA PARA EL CÁLCULO HIDRAULICO POR EL METODO DE HARDY CROSS LENGUAJE QBASIC . . . . .		350
8.4	Prueba hidráulica y desinfección. . . . .	354
8.4.1.	Prueba hidráulica. . . . .	354
8.4.2	Trabajos preliminares . . . . .	355
8.4.3	Inicio de la operación de prueba. . . . .	356
8.4.4.	Prueba de presión hidráulica. . . . .	356
8.4.5.	Prueba de fugas. . . . .	357
8.4.6	Relleno y compactación de zanjas. . . . .	359
8.4.7	Ejecución del relleno y apisonado. . . . .	360
8.4.8	Tubería en pendiente. . . . .	361
8.4.9	Desinfección. . . . .	361
8.4.9.1	Aspectos Generales. . . . .	361
8.4.9.2	Cálculo de la cantidad necesaria de cloro. . . . .	363
8.4.9.3	Adición del desinfectante. . . . .	365
8.4.9.4	Limpieza de las tuberías. . . . .	367
CAPITULO IX: SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA EL PROYECTO INTEGRAL . . . . .		373
9.1	Introducción. . . . .	373
9.2	Consideraciones generales en la producción de aguas servidas. . . . .	374
9.3	Descripción del sistema existente. . . . .	374
9.3.1	Isabel Barreto I. . . . .	375
9.3.1.1	Colectores secundarios. . . . .	375
9.3.1.2	Colectores primarios. . . . .	375
9.3.1.3	Emisor. . . . .	375
9.3.2	Isabel Barreto II. . . . .	376
9.3.2.1	Colectores secundarios. . . . .	376
9.3.2.2	Colectores primarios. . . . .	376
9.3.2.3	Emisor. . . . .	376
9.3.3	Urbanización Sol y Mar. . . . .	376

	9.3.3.1	Colectores secundarios. . . . .	377
	9.3.3.2	Cámara de bombeo. . . . .	377
9.4		Conceptos generales en el diseño del sistema de alcantarillado. . . . .	378
	9.4.1	Alcantarillado de servicio local (Colectores secundarios). . . . .	378
	9.4.2	Colectores Primarios. . . . .	380
	9.4.3	Cámaras o Buzones de Inspección. . . . .	380
	9.4.4	Cámara de bombeo de aguas residuales. . . . .	381
	9.4.5	Emisores . . . . .	381
	9.4.6	Disposición final de las aguas residuales. . . . .	382
9.5		Descripción del sistema proyectado. . . . .	382
9.6		Diseño del sistema de alcantarillado. . . . .	383
	9.6.1	Consideraciones de diseño. . . . .	383
	9.6.2	Densidades. . . . .	384
	9.6.3	Crecimiento Poblacional. . . . .	384
	9.6.4	Población servida de alcantarillado. . . . .	385
	9.6.5	Porcentaje de contribución de agua al desagüe. . . . .	385
	9.6.6	Variaciones de consumo. . . . .	385
	9.6.7	Caudales de diseño. . . . .	386
	9.6.7.1	Caudal de infiltración. . . . .	386
	9.6.7.2	Caudal de contribución al desagüe. . . . .	387
	9.6.8	Número de habitantes por conexión. . . . .	387
	9.6.9	Conexiones domiciliarias de alcantarillado. . . . .	387
	9.6.10	Cálculo hidráulico. . . . .	388
	9.6.10.1	Consideraciones para la metodología del Cálculo Hidráulico. . . . .	388
	9.6.10.2	Información básica para el cálculo hidráulico. . . . .	399
	9.6.10.3	Planos de diseño de la red de alcantarillado. . . . .	437
9.7		Evaluación de la cámara de bombeo existente. . . . .	437
	9.7.1	Elección del caudal mínimo de contribución ( $Q_{mín}$ ) . . . . .	438
	9.7.2	Determinación del caudal de bombeo ( $Q_b$ ). . . . .	438
	9.7.3	Cálculo del volumen útil ( $V$ ). . . . .	439
	9.7.4	Cálculo del período de retención mínimo . . . . .	440
	9.7.5	Cálculo del período de retención máximo . . . . .	440
	9.7.6	Diagnóstico. . . . .	440
9.8		Evaluación de la línea de impulsión existente. . . . .	441
CAPITULO	X:	LAGUNAS DE ESTABILIZACION . . . . .	447
10.1		Introducción. . . . .	447
10.2		Lagunas de estabilización. . . . .	449
	10.2.1	Definición. . . . .	449
	10.2.2	Clasificación de lagunas de estabilización. . . . .	451
	10.2.2.1	Por su contenido de oxígeno. . . . .	451
	10.2.2.2	Por su posición en el tratamiento. . . . .	461

10.2.2.3	Por su modo de operación. . . . .	461
10.2.3	Factores que afectan el proceso depurador de las lagunas de estabilización. . . . .	463
10.2.3.1	Luz solar. . . . .	463
10.2.3.2	Temperatura. . . . .	463
10.2.3.3	Nutrientes y tóxicos. . . . .	464
10.3.2	Objetivos de las lagunas de estabilización. . . . .	465
10.3.2.1	Protección epidemiológica. . . . .	465
10.3.2.2	Protección ecológica. . . . .	465
10.3.2.3	Reuso directo. . . . .	465
10.3.2.4	Piscicultura. . . . .	465
10.4	Ubicación. . . . .	466
10.5	Descripción del sistema existente de lagunas de estabilización de Paita. . . . .	466
10.6	Consideraciones de diseño para el reacondicionamiento de las lagunas de estabilización existentes. . . . .	468
10.6.1	Datos de diseño. . . . .	469
10.6.1.1	Caudales de ingreso. . . . .	469
10.6.1.2	Temperatura. . . . .	471
10.6.1.3	Temperatura del agua mínima. . . . .	473
10.6.1.4	Contribución de DBO. . . . .	473
10.6.1.5	Tirante de las lagunas primarias. . . . .	473
10.6.1.6	Tirante de las lagunas secundarias. . . . .	473
10.6.1.7	Carga orgánica de trabajo de la laguna primaria facultativa. . . . .	473
10.6.1.8	Carga orgánica de trabajo de la laguna secundaria facultativa. . . . .	475
10.6.1.9	Taludes y corona. . . . .	476
10.6.2	Metodología y ecuaciones utilizadas. . . . .	476
10.7	Verificación del diseño de la laguna. . . . .	479
10.7.1	Evaluación de los parámetros de diseño de las lagunas existentes. . . . .	479
10.7.2	Análisis de los resultados obtenidos. . . . .	485
10.8	Dimensionamiento de las lagunas. . . . .	487
10.8.1	Carga de DBO. . . . .	487
10.8.2	Carga superficial máxima (Lat) . . . . .	488
10.8.3	Area mínima total. . . . .	488
10.8.4	Area mínima de cada una de las lagunas de estabilización. . . . .	488
10.8.5	Volumen real de la laguna. . . . .	488
10.8.6	Caudal efluente de la laguna primaria. . . . .	489
10.8.7	Período de retención. . . . .	489
10.8.8	Factor de dispersión. . . . .	490
10.8.9	Eficiencia de remoción de DBO para la laguna primaria. . . . .	491
10.8.10	Eficiencia de remoción de coliformes fecales para la laguna primaria. . . . .	491
10.8.11	Caudal efluente de la laguna secundaria. . . . .	492
10.8.12	Período de retención. . . . .	493
10.8.13	Factor de dispersión. . . . .	493
10.8.14	Eficiencia de remoción de DBO	

		para la laguna secundaria. . . . .	494
	10.8.15	Eficiencia de remoción de coliformes fecales para la laguna secundaria. . . . .	495
10.9		Operación y mantenimiento de lagunas de estabilización. . . . .	510
	10.9.1	Operación de rutina. . . . .	510
	10.9.2	Evaluación de las lagunas de estabilización. . . . .	512
10.10		Reuso del agua residual. . . . .	513
	10.10.1	Aspectos de salud pública para el reuso de aguas residuales tratadas. . . . .	514
		10.10.1.1 Reuso agrícola. . . . .	517
		10.10.2.2 Piscicultura. . . . .	519
10.11		Rehabilitación y reacondicionamiento de las lagunas de estabilización para el reuso de las aguas residuales en áreas de irrigación para agricultura o forestación. . . . .	521
	10.11.1	Descripción del sistema proyectado. . . . .	521
		. . . . .	522
CAPITULO XI: EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL . . . . .			524
11.1		Introducción. . . . .	524
11.2		Metodología para el diagnóstico ambiental. . . . .	525
	11.2.1	Áreas ambientalmente críticas. . . . .	526
		11.2.1.1 Deterioro de la calidad de vida. . . . .	527
		11.2.1.2 Deterioro de los recursos físicos biológicos. . . . .	528
		11.2.1.3 Ocurrencia de fenómenos naturales. . . . .	529
	11.2.2	Áreas susceptibles de deterioro. . . . .	529
		11.2.2.1 Costa. . . . .	529
11.3		Análisis integrado de áreas críticas. . . . .	530
	11.3.1	Análisis del deterioro de la calidad de vida. . . . .	531
		11.3.1.1 Urbanización. . . . .	531
		11.3.1.2 Desnutrición. . . . .	534
		11.3.1.3 Analfabetismo. . . . .	535
		11.3.1.4 Viviendas. . . . .	535
		11.3.1.5 Niveles de ingreso. . . . .	536
		11.3.1.6 Capacidad instalada para atención de salud. . . . .	538
		11.3.1.7 Niveles de pobreza. . . . .	538
	11.3.2	Deterioro de los recursos físicos-biológicos. . . . .	539
		11.3.2.1 Suelos. . . . .	539
		11.3.2.2 Aguas continentales. . . . .	539
		11.3.2.3 Aguas marítimas. . . . .	540
		11.3.2.4 Aire. . . . .	540
		11.3.2.5 Fauna silvestre y recursos hidrobiológicos. . . . .	541
	11.3.3	Ocurrencia de fenómenos naturales. . . . .	541
	11.3.4	Áreas susceptibles de deterioro. . . . .	544
		11.3.4.1 Costa. . . . .	544
11.4		Diagnóstico ambiental. . . . .	546
11.5		Incidencia del Proyecto de Mejoramiento de Abastecimiento de Agua Potable y de Alcantarillado sobre la zona alta de Paita. . . . .	546



11.5.1	Desarrollo de la evaluación . . . . .	548
11.5.2	Resultados. . . . .	549
11.5.2.1	Resumen del impacto ambiental	549
11.6	Conclusiones . . . . .	552
CAPITULO XII:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .	554
12.1	Conclusiones. . . . .	554
12.2	Recomendaciones. . . . .	572
CAPITULO XIII:	METRADOS Y PRESUPUESTOS . . . . .	582
13.1	Metrados y Presupuestos. . . . .	582
13.1.1	Red de abastecimiento de agua potable. . . . .	583
13.1.2	Red de Alcantarillado. . . . .	587
13.2	Análisis de costos unitarios. . . . .	589
13.2.1	Red de agua potable. . . . .	589
13.2.2	Análisis de costos unitarios de la red de alcantarillado. . . . .	607
13.3	Fórmulas polinómicas. . . . .	618
13.3.1	Red de abastecimiento de agua potable. . . . .	618
13.3.2	Fórmula Polinómica de la red de alcantarillado. . . . .	619
13.4	Especificaciones Técnicas. . . . .	620
13.4.1	Red de abastecimiento de agua potable tubería de PVC. . . . .	620
13.4.2	Especificaciones Técnicas para la instalación de la red de alcantarillado (tubería de CSN). . . . .	635
13.5	Relación de planos. . . . .	652
BIBLIOGRAFIA	. . . . .	653
ANEXOS: ABREVIATURAS	. . . . .	657

## INDICE DE CUADROS

### RELACION DE CUADROS, DIAGRAMAS FOTOGRAFIAS, PLANOS, LAMINAS

#### CUADROS

No		Pág.
II.1	Temperatura del aire en la ciudad de Paita	15
II.2	Temperatura media mensual del agua de mar en grados centígrados: Estac. Paita.	16
II.3	Humedad relativa (%).	18
II.4	Vientos resultantes: Estación Paita.	20
II.5	Estructura de la actividad socio-económica Regional, Sub-regional y Provincial 1990.	21
II.6	Datos comparativos entre los niveles de ingreso y pobreza entre las provincias del Departamento de Piura.	24
II.7	Proyecciones de población económicamente activa de 15 años y más por ramas de actividad económica. Provincia de Paita.	27
II.8	Tasas de escolaridad de la Provincia de Paita.	34
II.9	Principales causas de morbilidad general en la provincia de Paita. Año 1992.	36
II.10	Principales causas de morbilidad infantil en la provincia de Paita.	38
II.11	Principales causas de mortalidad general en la provincia de Paita.	39
II.12	Principales causas de mortalidad infantil en la provincia de Paita.	40
II.13	Cobertura de servicios de agua potable y alcantarillado en el ámbito regional, sub-regional, provincial y local.	42
II.14	Estructura demográfica regional, sub-regional y provincial 1940-2000.	44

Nº		Pág.
III.1	Descripción del Sistema de Redes de Agua Potable en la Zona Baja de Paita.	82
III.2	Asentamientos Humanos de la Zona Alta de Paita.	86
III.3	Descripción del Sistema de Redes de Agua Potable en la Zona Alta de Paita.	87
III.4	Descripción del Sistema de Redes de Agua Potable en la Urb. Sol y Mar de la Zona Alta de Paita.	88
III.5	Descripción del Sistema de Redes de Agua Potable en la Urb. Isabel Barreto I y II (Enace) de la Zona Alta de Paita.	89
III.6	Datos estadísticos producción planta de Tratamiento E.P.T. en lps. Producción a las provincias de Paita y Talara.	121
III.6-A	Estructura de costos de producción año 1994 Planta de tratamiento de agua potable El Arenal.	124
III.6-B	Metros cúbicos transferidos a las ciudades de Talara y Paita, incluidos sus anexos año 1994 y costo de producción por mt <sup>3</sup> de agua potable de la pta. de trat. El Arenal.	125
III.6-C	Estructura tarifaria del servicio de agua potable de Paita - Julio de 1993.	126
III.7	Análisis hidráulico de la línea de conducción por bombeo de $\phi 10''$ .	132
III.8	Análisis hidráulico de la línea de conducción por bombeo de $\phi 16''$ .	137
III.9	Caudales actuales de demanda que se empalman a la línea de conducción de $\phi 16''$ .	140
III.10	Caudales actuales de demanda que se empalman a la línea de conducción de $\phi 10''$ .	141
III.11	Caudales actuales de demanda entre caseta Tablazo y Reservorio N <sup>o</sup> 1 por diversas conexiones en la línea de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ .	143

IND		Pág.
III.12	Caudales actuales de demanda en la Zona Baja de Paita.	144
III.13	Caudales actuales y futuros de demanda de agua potable para el proyecto integral de agua y alcantarillado de la Zona Alta de Paita.	144
III.14	Demanda actual de agua potable no incluye la Zona Alta de Paita.	146
III.15	Demanda de caudales actuales incluyendo la Zona Alta de Paita.	147
III.16	Demanda de caudales actuales incluyendo la demanda del proyecto de la Zona Alta de Paita.	148
III.17	Demanda de caudales actuales incluyendo la demanda futura del proyecto de la Zona Alta de Paita.	149
IV.1	Método Geométrico.	155
IV.2	Método de Interés Simple.	158
IV.3	Método de la Parábola de Segundo Grado.	163
IV.4	Cuadro Estadístico de Nacimientos y Defunciones de la localidad de Paita.	169
IV.5	Información censal a nivel de Perú.	170
IV.6	Cuadro de Proyecciones de la Población.	173
V.1	Masas río Chira 1937 - 1990.	191
V.2	Registro de descargas medias mensuales en el río Chira. Período: 1937 - 1985.	204
VI.1-A	Análisis Físico-Químicos del agua cruda y tratada en la Planta de El Arenal-Año 1993.	226
VI.1-B	Análisis Físico - Químicos del agua cruda y tratada en la Planta El Arenal-Año 1994.	228
VI.2	Análisis Microbiológicos del agua cruda y tratada en la Planta de El Arenal - Años 1993 y 1994.	229
VI.3	Dosificación de reactivos.	232

NO		Pág.
VI.4	Cuadro de sustancias químicas que afectan la aceptabilidad del agua.	233
VI.5	Normas bacteriológicas de agua distribuida por tuberías.	234
VI.6	Prueba de jarras con coagulante cloruro férrico.	243
VI.7	Prueba de jarras con coagulante sulfato de alúmina.	244
VI.8	Análisis físico-químicos (comparación de aplicación de coagulantes cloruro férrico y sulfato de alúmina)	245
VI.9	Condiciones hidráulicas de operación del sistema de mejoramiento de bombeo a Paita.	250
VI.10	Análisis hidráulico de las líneas de conducción por bombeo $\phi 10''$ y $\phi 16''$ .	256
VI.11	Cálculo del caudal futuro de demanda para Paita, Pueblo Nuevo de Colán, Colán e Industrias y diámetro proyectado para la futura línea de conducción de agua potable.	262
VII.1	Dimensiones y niveles de la cisterna de 500 mt <sup>3</sup> .	268
VII.2	Cálculo del Diámetro Económico de la Línea de Impulsión (Cisterna-Tanque elevado).	274
VII.3	Relación Diámetro-Velocidad Económica.	279
VII.4	Cálculo de sobrepresión por golpe de ariete.	284
VII.5	Costo de accesorios.	288
VII.6	Costo de tuberías y accesorios.	288
VII.7	Costo de instalación de tubería.	289
VII.8	Costo de energía.	289
VII.9	Comparación de los costos totales para las tres alternativas.	290
VII.10	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico (C-1).	319

Nº		Pág.
VII.11	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico (C-1).	320
VII.12	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico (C-4).	321
VII.13	Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico (C-4).	322
VII.14	Pesos unitarios humedos y secos C-1 y C-2.	323
VII.15	Pesos unitarios humedos y secos C-3 y C-4.	324
VIII.1	Cálculo de Caudales de salida en los nudos por el método de áreas de influencia.	342
VIII.2	Distribución de caudales iniciales en los tramos de los circuitos (Redes Primarias).	345
VIII.3	Resultados hidráulicos de caudales de tránsito, velocidades y pérdidas de carga.	351
VIII.4	Resultados hidráulicos de caudales de salida, y presiones en los nudos.	352
IX.1	Valores para la determinación del diámetro económico de la tubería de impulsión.	445
X.1	Resumen del diseño de las lagunas primarias y secundarias (población actual).	508
X.2	Resumen del diseño de las lagunas primarias y secundarias (población futura).	509
XI.1	Indices para la determinación del grado de deterioro de la calidad de vida de la localidad de Paita.	532
XI.2	Deterioro de la calidad de vida de la población de Paita.	533
XI.3	Matriz integrada de impactos ambientales del área critica de la zona de Paita.	547
XI.4	Análisis de los componentes del proyecto.	550
XI.5	Análisis de los componentes del proyecto.	551

## LAMINAS

Nº		Pág.
I.1	Ubicación de la Región Grau	4
I.2	Ubicación de la Provincia de Paita	5
I.3	Provincia de Paita	6
I.4	Ubicación de la Localidad de Paita	7
II.1	Sistema vial del departamento de Piura.	31
V.1	Vertientes y cuencas hidrográficas del río Chira.	185
V.2	Ubicación de la cuenca del río Chira.	187
V.3	Cuenca, subcuencas y estaciones del Chira.	190
V.4	Distribución climática.	193
V.5	Suelos de la región.	195
VII.1	Ubicación de Tanque Elevado y Cisterna.	299
VII.2	Esquema de calicatas (Tanque elevado).	301
VII.3	Esquema de calicatas (Cisterna).	302
VII.4	Perfil estratigráfico calicata C-1.	304
VII.5	Perfil estratigráfico calicata C-2.	305
VII.6	Perfil estratigráfico calicata C-3.	306
VII.7	Perfil estratigráfico calicata C-4.	307
VIII.1	Esquema cisterna - línea de impulsión - tanque elevado - red de distribución.	336

## PLANOS

I.1	Paita Zona Baja.	8
I.2	Paita Zona Alta.	9
II.1	Plano de ubicación de la Zona Franca Industrial de Paita.	28
II.2	Sistema vial de la ciudad de Paita.	30
III.1	Infraestructura del Sistema Eje Paita-Talara	51
III.2	Ubicación de reservorios R1, R2, R3 y R4	72
III.3	Red de distribución de agua potable de la Zona Baja de Paita.	80
III.4	Red de distribución de agua potable de la Zona Alta de Paita.	84

Nº		Pág.
III.5	Red General de colectores de la Zona Baja de Paita.	100
III.6	Red General de colectores de la Zona Alta de Paita.	102
III.7	Cámara de bombeo Nº 4, línea de impulsión y lagunas de estabilización.	108
III.8	Sistema de lagunas de estabilización.	110
III.9	Complejo Pesquero de Paita.	116
III.10	Estación de bombeo de El Arenal (ex-sedim)	128
III.11	Línea de conducción de $\phi 16''$	139
III.12	Línea de conducción de $\phi 10''$	131
VI.1	Sistema de Mejoramiento de bombeo Arenal-Paita.	209
VI.2	Ampliación de la planta de tratamiento.	213
VI.3	Estación de Bombeo proyectada El Arenal.	252A
VI.4	Estación de bombeo "booster".	258
VII.1	Cisterna y estación de bombeo.	269
VII.2	Plano de instalaciones hidráulicas del tanque elevado.	292
VII.3	Plano en planta cisterna, estación de bombeo, línea de impulsión y t.elevado.	296
VIII.1	Distribución de Caudales iniciales en la red mallada.	338
VIII.2	Areas de Influencia.	341
VIII.3	Distribución de caudales por el método de Hardy Cross.	352A
IX.1	Cámara de bombeo ENACE - Plantas, cortes y elevaciones.	379
IX.2	Línea de impulsión de la cámara de bombeo de aguas residuales NO4. (VER PLANO III.7)	442
XI.1	Proyecto de mejoramiento de las lagunas de estabilización.	523
XIII.1	Redes de distribución primarias y secundarias.	653
XIII.2	Conexiones domiciliarias de agua potable.	654
XIII.3	Red general de colectores.	655



<u>NO</u>		<u>Pág.</u>
XIII.4	Diagrama de flujos	656
XIII.5	Conexiones domiciliarias de alcantarillado.	657
XIII.6-23	Perfiles longitudinales	658 al 675
XIII.24	Detalles de conexiones domiciliarias	676
XIII.25	Buzones típicos de alcantarillado.	677

### GRAFICOS

II.1	Ingreso laboral per-cápita 1990	25
III.1	Pruebas realizadas en estación de bombeo de El Arenal.	134
IV.1	Método Geométrico.	156
IV.2	Método de Interés Simple.	159
IV.3	Método de la Parábola de Segundo Grado.	164
IV.4	Curva Censal del Perú.	167
IV.5	Proyección de Población.	174
V.1	Masas totales anuales de años húmedos en MMC Río Chira. 1937 - 1983.	203
VI.1	Determinación del diámetro económico.	264
VII.1	Esquema del Perfil de la línea de impulsión.	273
VII.2	Abaco para la selección de diámetros económicos en redes de distribución.	277
VII.3	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.0.3-2.2 mt)	308
VII.4	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.2.2-2.7 mt)	309
VII.5	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.3.1-3.6 mt)	310
VII.6	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.3.6-3.9 mt)	311
VII.7	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.5.7-5.9 mt)	312
VII.8	Análisis Granulométrico por tamizado procedente de calicata 1 (prof.5.9-7 mt)	313

<b>No</b>		<b>Pág.</b>
VII.9	Análisis Granulométrico por tamizado. procedente de calicata 2 (prof.3.2-3.7mt)	314
VII.10	Análisis Granulométrico por tamizado. procedente de calicata 2 (prof.3.7-3.85 mt)	315
VII.11	Análisis Granulométrico por tamizado. procedente de calicata 4 (prof.0.9-1.9 mt)	316
VII.12	Análisis Granulométrico por tamizado. procedente de calicata 4 (prof.1.9-7 mt)	317
VII.13	Ensayo de corte directo C-2	325
VII.14	Ensayo de corte directo C-2	326
VII.15	Ensayo de corte directo C-3	327
VIII.1	Adición del cloro por medio de un inyector.	368
VIII.2	Adición del cloro por medio de una bomba.	368
IX.1	Determinación del diámetro económico de la línea de impulsión.	344
X.1	Procesos que se llevan a cabo en una laguna facultativa.	460
X.2	Temperatura vs meses.	472
X.3	Carga Superficial aplicada vs meses.	511

#### **DIAGRAMAS**

III.1	Diagrama de las líneas de conducción del Sistema Eje Paita-Talara.	67
-------	---	----

#### **FOTOGRAFIAS**

III.1	Captación.	47
III.2	Planta de Tratamiento.	47
III.3	Reservorios de almacenamiento.	48
III.4	Estación de bombeo de mejoramiento.	48
III.5	Línea de conducción por bombeo.	50
III.6	Canal artificial para captación.	50
III.7	Sala de electrobombas de captación.	54
III.8	Línea de impulsión a Cámara de llegada.	54

Nº		Pág.
III.9	Predecantador.	55
III.10	Cámara de repartición.	55
III.11	Pulsator.	56
III.12	Limpieza de pulsator.	56
III.13	Filtros.	57
III.14	Limpieza de un filtro.	57
III.15	Dosificadores.	58
III.16	Sala de almacenamiento de materia prima.	58
III.17	Sala de dosificación de cloro.	59
III.18	Laboratorio.	59
III.19	Estación de bombeo de agua potable El Tablazo.	71
III.20	Vista externa del reservorio N <sup>o</sup> 1	71
III.21	Vista interior del reservorio N <sup>o</sup> 2	74
III.22	Vista del reservorio N <sup>o</sup> 3	74
III.23	Vista del reservorio R4	76
III.24	Equipos de electrobombas de la cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 1 de la Zona Baja.	91
III.25	Equipos de electrobombas de la cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 1 de la Zona Baja	91
III.26	Vista externa cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 2.	94
III.27	Vista interior segundo nivel. Equipos eléctricos.	94
III.28	Vista interior tercer nivel. Equipo de bombeo (Cámara de bombeo N <sup>o</sup> 2).	95
III.29	Vista externa cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 3.	95
III.30	Vista interna Cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 3.	98
III.31	Vista cámara de bombeo de aguas residuales N <sup>o</sup> 4.	106

Nº		Pág.
III.32	Vista interior Cámara de bombeo de aguas residuales Nº4.	106
III.33	Canal de captación de agua residual cruda de las lagunas de estabilización.	111
III.34	Vista de una laguna de estabilización secundaria.	111
III.35	Secado y limpieza de una laguna de estabilización.	112
III.36	Funcionamiento de una laguna de estabilización.	112
III.37	Panorámicas del río Chira, canal artificial y estructura de captación de agua cruda.	118
III.38	Panorámicas del río Chira, canal artificial y estructura de captación de agua cruda.	118
VI.1	Planta antigua de tratamiento de agua potable - El Arenal.	216
VII.1	Uso de perforador motorizado PIONJAR en la calicata C-2.	303

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCION**

#### **1.1 Objetivo del estudio.**

Desarrollar un proyecto integral de abastecimiento de agua potable y alcantarillado para la localidad de Paita con la finalidad de presentar una alternativa de solución a este problema de saneamiento básico; incrementar la eficiencia de producción de la planta de tratamiento; y, un adecuado tratamiento de las aguas residuales para su disposición final y reutilización.

#### **1.2 Alcances del estudio.**

El presente estudio tiene como alcance dotar del servicio de agua potable y alcantarillado a la Zona Alta de Paita la cual abarca un área de 206 Hás. y que comprende:

A.H. "Las Mercedes".

A.H. "San Isidro".

A.H. "5 de Febrero".

A.H. "Hermanos Cárcamo I y II".

A.H. "Ramiro Prialé".

A.H. "Los Pinos".  
A.H. "José Olaya".  
A.H. "San Francisco".  
A.H. "Los Jazmines".  
A.H. "8 de Julio".  
A.H. "La Molina".  
P.J. "El Tablazo I y II".  
Ciudad del Pescador I, II y III.  
Enace I y II.

También contempla la demanda de agua potable de la futura Zona Franca Industrial en su primera sub-etapa y que abarca un área de 22 Hás.

### **1.3 Antecedentes.**

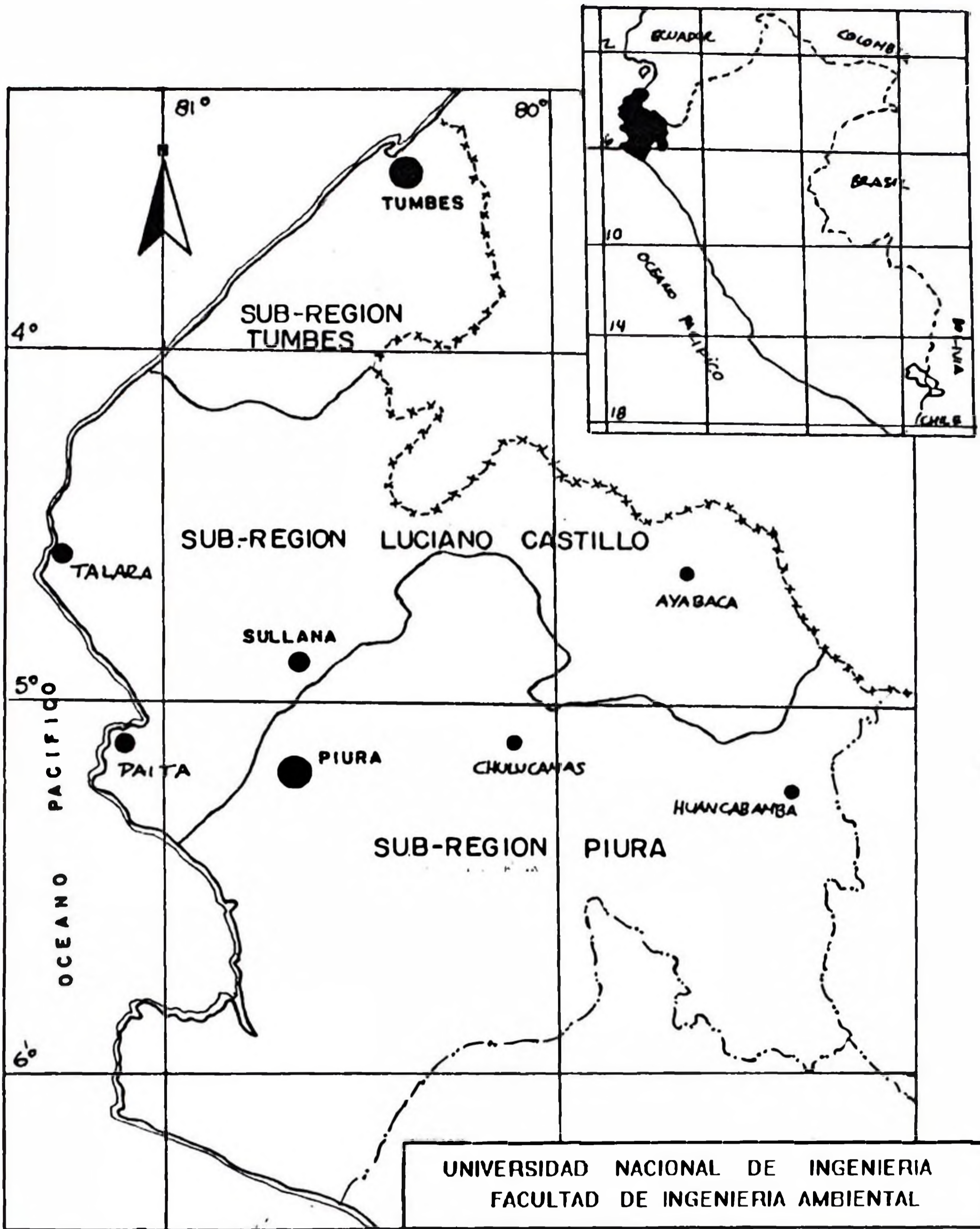
Los Asentamientos Humanos considerados se han constituido a consecuencia del acelerado crecimiento poblacional debido a la elevada migración de otras provincias quienes, una vez ocupada el 100% de la zona baja de Paita, se han ubicado en la zona alta de la misma. Dichos asentamientos humanos en su mayoría se han formado sin ninguna planificación urbana previa, a excepción de la denominada Ciudad del Pescador y Enace I-II, siendo un factor importante, coyuntural y acelerado de este proceso de emergencia presentado en la región norte del país a consecuencia del período pluvial del año 1983; y en la actualidad el Gobierno Municipal viene formulando el estudio del Plan Director Urbano de la ciudad de Paita.

#### **1.4 Situación actual de la localidad.**

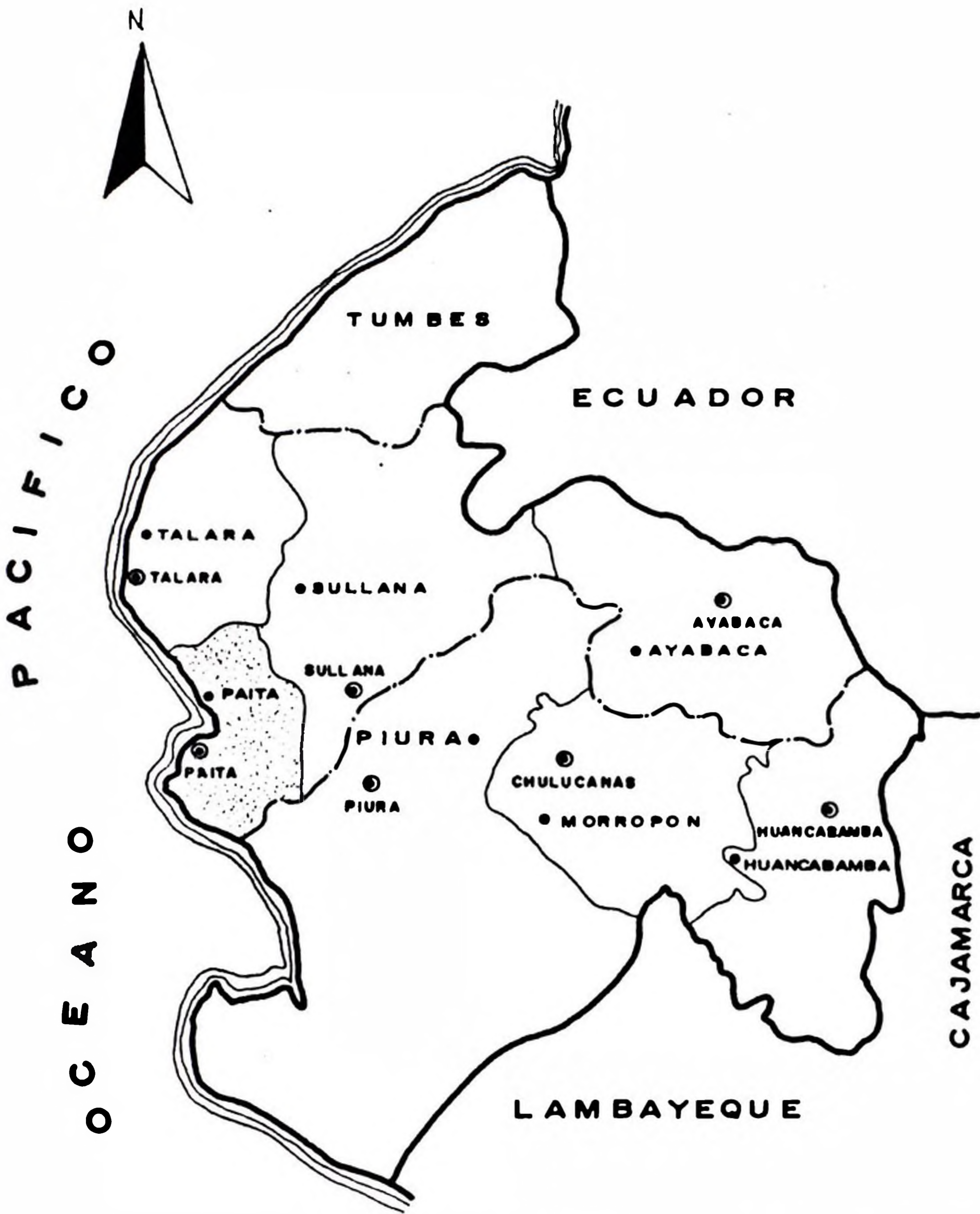
Actualmente, la provincia de Paita cuenta con un área de 1,784.24 Km<sup>2</sup> siendo por lo tanto una de las provincias más pequeñas de la Región Grau. Sus actuales distritos son: Amotape, cap. Amotape; Colán, cap. Pueblo Nuevo de Colán; El Arenal, cap. El Arenal; La Huaca, cap. Sta. Ana de la Huaca; Tamarindo, cap. Tamarindo; y, Vichayal, cap. San Felipe de Vichayal.

La provincia de Paita se integra a la Región Grau, a la cual pertenece, conformando con la provincia de Ayabaca, Sullana y Talara la Sub-Región "Luciano Castillo Colonna" (lámin. NQ1.1, 1.2 y 1.3).

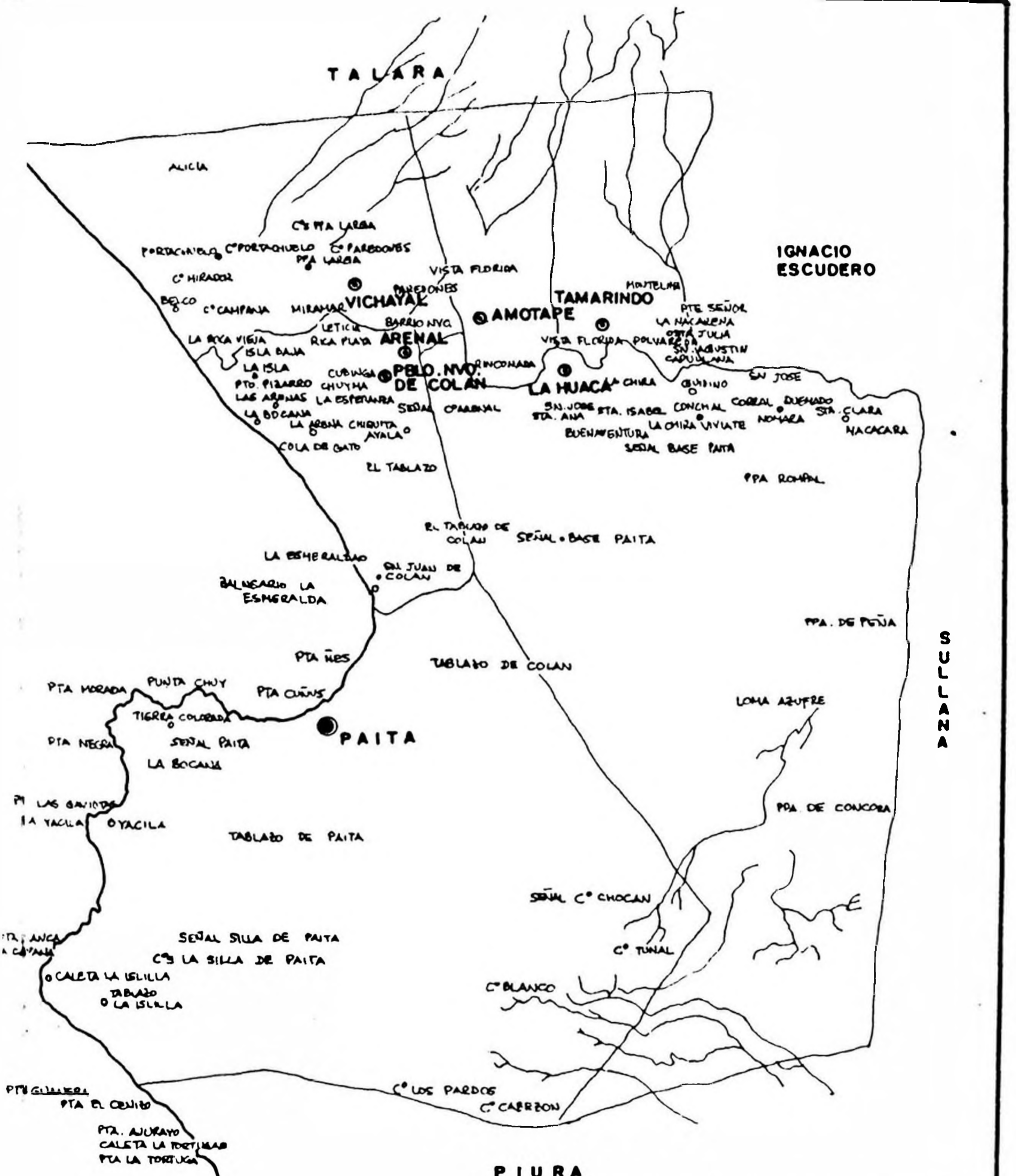
La ciudad de Paita está ubicada en la provincia de Paita y se encuentra a 57 Km. al Oeste de Piura, capital Regional (ver lámina N° 1.4). Geográficamente se sitúa a 5°05' de Latitud Sur y 81°07' de Longitud Oeste. Tiene una altitud entre 0 y 72 m.s.n.m. En la ciudad de Paita destacan dos zonas bien definidas: la primera es la Zona Baja de Paita, ubicada en la parte baja cercana al litoral y constituida por el sector tradicional de la ciudad, por algunos Pueblos Jóvenes de no muy reciente creación y por todas las empresas pesqueras que allí operan (ver plano NQ 1.1). Y la segunda, denominada Zona Alta de Paita, está ubicada en la parte superior de la ciudad llamada Tablazo, constituida por Pueblos Jóvenes y Urbanizaciones de no más de 7 ó 8 años de creación, la cual tiene una mayor extensión (ver plano 1.2).







UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL	
TESIS: <b>ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y          ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA</b>	
LAMINA: <b>UBICACION DE LA PROVINCIA DE          PAITA</b>	LAM. NUMERO  <b>I-2</b>
BACHILLERES: JULIO HERRERA GARCES OSCAR REYES MORAN	FECHA OCT-94 ESC: S/E



<b>PIURA</b>	
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL</b>	
TESIS: <b>ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA</b>	
LAMINA: <b>Provincia de Paita</b>	LAM. NUMERO: <b>1.3</b>
BACHILLERES: <b>JULIO HERRERA GARCÉS OSCAR REYES MORAN</b>	Fecha: <b>OCT.-94</b>

## **CAPITULO II**

### **CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA**

#### **2.1 Ubicación.**

La provincia de Paita se encuentra ubicada al nor-oeste del territorio peruano y es una de las diez provincias que constituye la Región Grau.

La localidad de Paita se encuentra a 57 Km. al Oeste de la ciudad de Piura, capital de la Región Grau, y forma parte de la Subregión "Luciano Castillo Colonna" y es capital de la provincia del mismo nombre. Geográficamente se halla localizada por las coordenadas 5°04'57" de latitud sur y 81°06'42" de longitud oeste del meridiano de Greenwich (ver láminas NQ 1.2, NQ 1.3 y NQ 1.4).

#### **2.2 Límites.**

La provincia de Paita limita:

- Al Norte, con la provincia de Talara.
- Al Este, con la provincia de Sullana.
- Al Sur, con la provincia de Piura.
- Al Oeste, con el Océano Pacífico.

**A nivel de localidad limita:**

- Al Norte, con el distrito de Colán.
- Al Este, con el distrito de La Huaca.
- Al Sur, con la provincia de Piura.
- Al Oeste, con el Océano Pacífico.

### **2.3 Topografía.**

La topografía del área de la zona alta de Paita no presenta variaciones considerables de altura, siendo un terreno ondulado suave con variaciones de cotas que oscilan entre 73.00 m.s.n.m. como máxima y 66.00 m.s.n.m. como mínima; y en términos generales el terreno presenta una pendiente uniforme del orden del 0.8% en la orientación Oeste-Este.

#### **2.3.1 Morfología.**

La provincia posee un territorio de geografía variada, cuyas características han sufrido la influencia de los agentes estructurales y tectónicos a los cuales se ha sumado la acción marina, geológica y la aluvial.

La fisiografía provincial presenta dos tipos geomorfológicos con un marcado efecto de aridez. Ellos son: la zona de macizos occidentales y la repisa occidental.

La zona de macizos occidentales la constituyen los cerros de los distritos de

Amotape y Vichayal al norte y los cerros de la silla de Paita y La Tortuga al Sur. El paisaje notable lo constituye la cadena de cerros de la silla de Paita, conformado por una extensa formación rocosa con una elevación máxima de 385 metros sobre el nivel del mar.

La repisa occidental está constituida por una llanura costera emergida al Noreste de Paita. En esta zona las arenas de las terrazas marina y de las playas son elevadas hacia adentro formando llanuras inclinadas. La zona de la margen izquierda del río Chira formada por los distritos de: La Huaca, El Arenal y Colán se caracteriza por poseer terrazas bajas de gran fertilidad y producción, pero susceptibles de inundarse y terrazas medias también de gran riqueza. La zona de la margen derecha del río Chira formada por los distritos de: Tamarindo, Amotape y Vichayal, posee un relieve poco accidentado con llanuras y colinas cercanas a los cerros de Amotape; existe alternación de zonas planas y otras accidentadas por la presencia de quebradas y colinas.

### **2.3.2 Hidrografía.**

El río Chira constituye el eje de la hidrografía provincial, pues atraviesa el

territorio provincial con una dirección de Este a Oeste.

El río Chira es uno de los grandes ríos de la costa peruana. Sus nacientes más lejanas están en la República del Ecuador, al Norte de la ciudad de Loja. Llega al Perú con el nombre de río Catamayo que confluyen con el río Macará o Calvas.

En el límite Perú-Ecuador, el río con el nombre de Chira pasa por la provincia de Sullana y penetra al territorio de la provincia de Paita. No existen afluentes al interior de la provincia pero existen numerosas quebradas secas que llevan agua durante los meses con lluvias abundantes y funcionan violentamente cuando se produce el fenómeno de "El Niño".

Es importante analizar el aspecto hidrológico tanto desde el punto de vista superficial como subterráneo.

#### 2.3.2.1 Acuíferos en la ciudad de Paita.

En la ciudad de Paita no existe una formación o capa saturada de agua, debido a que entre el río Chira y la localidad existe una capa impermeable que no permite el paso de las aguas subterráneas y las desvia hacia la ciudad de Piura.

#### **2.3.2.2 Napa freática superficial.**

Por observaciones efectuadas en la misma ciudad de Paita se encontró agua en el subsuelo en las zonas muy cercanas al mar, de lo que se deduce que sólo es debido a intrusión marina.

En cuanto a la hidrología superficial no hay ningún río que atraviese la ciudad y los ríos de la provincia no influyen directamente en la ciudad ni en casos posibles de desastres por inundaciones.

### **2.4 Clima.**

Las condiciones climáticas de la Provincia están influenciadas directamente por las variaciones estacionales de la zona de baja presión ecuatorial y por la Corriente del Niño; y por su cercanía a la línea ecuatorial cuenta con un clima cálido con una temperatura promedio anual de 23°C.

#### **2.4.1. Temperatura.**

En los meses de Enero, Febrero y Marzo la temperatura máxima varía entre 30°C y 36°C y la mínima entre 19°C y 24°C. En los meses de invierno: Julio, Agosto y Setiembre la máxima varía entre 24°C y 28°C y la mínima entre 14°C y 18°C (ver cuadros NQ II.1 y NQ II.2).

C U A D R O Nro. 11.1

TEMPERATURA DEL AIRE EN LA CIUDAD DE PAITA

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MEDIA	BES	ANON
1978						21.2	19.9	19.3							
1979	26.9	28.3													
1980	24.2	25.2	24.9	25.8	23.5	21.9	20.5	19.3	19.4	20.1	20.8	22.0	22.3	2.2	-0.8
1981	23.6	25.4	25.8	24.6	22.2	20.5	19.2	18.5	18.9	19.7	20.6	21.9	21.7	2.5	-1.4
1982		24.7	24.1	23.6	22.7	21.6	21.0	20.3	20.8	22.1	24.6	26.1	22.9	1.8	-0.2
1983	27.5	27.9	27.8	27.7	27.4		24.7	23.7	22.3	22.3	23.0	24.0	25.3	2.3	2.2
1984	25.1	26.3	26.1	25.6	23.3	21.8	20.9	20.5	20.4	21.2	21.6	23.9	23.1	2.2	-0.1
1985	24.7	26.1	26.1	24.5	21.4	19.6		18.8	19.5	20.3	21.4		22.2	2.7	-0.9
1986		26.3	25.5	25.9	23.7	21.0	20.4	20.6	20.4	20.4	22.0	24.3	22.8	2.3	-0.3
1987	27.0	28.1	28.2	27.1	24.9	23.0	21.9	21.4	21.4	21.8	22.5	24.2	24.3	2.6	1.2
1988	26.3	28.3	27.2	25.6	24.2	20.3	19.4	19.3	19.5		21.4	23.2	23.2	3.2	0.0
1989	25.9	27.5	27.6	26.6	25.9	21.6	20.8	20.2	19.7	20.7	21.3	22.7	23.4	2.9	0.3
1990	25.3	26.3	26.3	25.5	24.1	22.0	20.5	19.6	20.5	20.5	21.3		22.9	2.5	-0.2
1991			27.6	26.6	25.5	23.0	20.5	20.5	20.7	21.1	22.3	24.4	23.2	2.5	0.1
1992	26.3	27.8	28.7	28.1											
PRONEDIO	25.7	26.8	26.6	25.9	24.1	21.5	20.8	20.2	20.3	20.9	21.9	23.7	23.1		
DESVIAC.	1.2	1.2	1.3	1.2	1.6	1.0	1.4	1.3	0.9	0.8	1.1	1.2	0.9		
MAX.	27.5	28.3	28.7	28.1	27.4	23	24.7	23.7	22.3	22.3	24.6	26.1			
MIN.	23.6	24.7	24.1	23.6	21.4	19.6	19.2	18.5	18.9	19.7	20.6	21.9			
SUMA	282.8	348.2	345.9	337.2	288.8	257.5	249.7	262	243.5	230.2	262.8	236.7			
Nro.datos	11	13	13	13	12	12	12	13	12	11	12	10			

FUENTE : OBNMGP



C O A D R O      Nro. 11.2  
 TEMPERATURA MEDIA MENSUAL DEL AGUA DE MAR EN CENTIGRADOS: ESTACION PAITA

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PTOMEDIO
1963	19.0	22.5	22.4	20.7	20.0	21.2	15.7	16.0	21.5	17.0	16.7	18.2	19.2
1964	20.2	20.9	18.9	19.6	16.2	15.7	15.4	15.0	15.8	15.8	16.8	18.0	17.4
1965	20.0	21.2	21.0	18.5	17.9	17.3	17.5	17.9	17.9	16.8	17.8	19.2	18.6
1966	21.2	20.2	19.6	16.9	16.9	15.2	14.2	13.6	16.9	17.4	18.4	20.4	17.6
1967	20.5	21.7	22.0	20.1	18.8	16.5	15.5	15.4	15.3	14.5	15.5	17.5	17.8
1968	19.2	19.5	18.0	16.8	16.2	14.8	16.5	15.4	20.8	15.2	15.8	16.5	17.1
1969	18.3	19.7	20.7	19.0	20.3	20.2	18.8	18.6	18.5	18.1	18.0	17.8	19.0
1970	19.9	20.9	22.0	21.0	20.0	16.4	14.8	15.2	15.8	16.2	16.6	16.7	18.0
1971	17.7	21.6	22.4	21.7	18.7	16.0	14.9	15.0	14.5	14.9	15.1	17.7	17.5
1972	18.9	20.8	23.8	22.5	22.4	22.2	21.3	19.6	17.2	19.0	19.0	23.0	20.8
1973	23.4	23.3	21.9	17.6	15.8	15.3	15.3	14.8	14.8	15.2	16.2	16.8	17.5
1974	17.4	19.7	20.1	19.5	17.2	18.0	17.6	16.4	15.8	15.4	15.9	17.2	17.5
1975	18.1	21.7	22.8	19.3	16.9	16.1	15.4	15.8	14.7	14.6	14.5	16.3	17.2
1976	19.0	24.7	22.7	20.4	20.6	20.5	20.3	18.5	17.3	17.8	18.9	20.0	20.1
1977	20.1	21.4	20.6	18.3	16.7	18.1	16.7	15.9	16.2	16.1	18.0	18.6	18.1
1978	18.4	21.8	20.6	18.2	17.0	16.6	15.6	15.2	15.4	16.6	18.4	19.5	17.8
1979	21.0	19.7	21.7	19.6	18.5	17.0	17.5	16.8	17.3	18.9	17.4	18.4	18.7
1980	20.5	20.6	21.8	19.6	19.7	18.3	16.6	16.5	15.6	16.9	16.2	18.7	18.4
1981	17.1	21.6	21.7	18.7	19.0	18.6	16.2	15.9	15.8	16.1	17.5	17.4	18.0
1982	21.1	20.0	20.2	18.6	19.0	19.7	20.8	17.3	17.9	21.0	23.0	24.5	20.3
1983	26.6	27.4	28.2	29.4	29.4	28.7	23.4	19.0	18.4	17.7	17.7	18.0	23.7
1984	19.9	23.5	22.5	19.3	17.4	17.0	16.5	16.3	16.5	16.5	17.0	17.0	18.3
1985	18.9	21.0	22.7	19.0	16.0	17.8	16.4	15.7	15.9	16.1	16.7	18.1	17.9
1986	21.6	22.3	20.6	18.2	18.1	16.8	18.0	17.5	16.2	18.4	19.6	19.9	18.9
1987	21.9	25.9	25.5	22.2	20.5	18.9	18.3	17.3	17.3	18.9	18.2	18.4	20.3
1988	18.5	21.2	20.0	18.7	16.6	15.7	15.4	15.1	15.0	18.6	16.2	16.7	17.3
1989	19.4	24.0	24.2	19.2	17.2	16.9	16.9	16.1	15.9	16.8	16.1	18.4	18.4
1990	19.2	22.2	20.9	19.3	19.3	18.2	16.6	15.9	16.2	16.6	16.8	18.4	18.3
1991	19.0	22.6	21.7	18.7	18.8	18.5	17.1	17.8	16.4	17.8	19.1	20.0	19.0
MEDIA	19.9	21.8	21.8	19.7	18.7	18.0	17.1	16.4	16.6	16.9	17.3	18.5	
MAX =	26.6	27.4	28.2	29.4	29.4	28.7	23.4	19.6	21.5	21.0	23.0	24.5	
MIN =	17.1	19.5	18.0	16.8	15.8	14.8	14.2	13.6	14.5	14.5	14.5	16.3	

#### **2.4.2 Humedad relativa.**

En lo referente a humedad, Paita registra altos índices de humedad que van del 65% y 70% (ver cuadro Nº II.3).

#### **2.4.3 Precipitaciones pluviales.**

En cuanto a precipitaciones pluviales es necesario distinguir entre años normales y años en los cuales se presenta el fenómeno del Niño. En años normales la Estación "La Esperanza" ha captado un promedio anual de precipitación pluvial para la provincia de 47.61 milímetros. Los datos sobre precipitación pluvial se distorsionan al examinar los años en que se presenta el fenómeno del Niño, por las características meteorológicas que se producen; así tenemos que, en 1983, la Estación Meteorológica de Paita captó un volumen de precipitación de 2,350.3 milímetros, lo cual supera la suma del volumen de los últimos 9 años (1984-1992).

#### **2.4.4 Vientos.**

La velocidad promedio del viento, en la ciudad de Paita es de 10 Km/hora y sopla en dirección Sur-Oeste entre las 12 a.m. y 7 p.m.

Los registros en el período 1972-1989 revelan predominancia en la dirección de Sur a

C U A D R O Nro. 11.3

H U M E D A D R E L A T I V A (%)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MEDIA	DES	ANON
1978						71.0	79.0	82.0		81.0					
1979	84.0	83.0													
1980	70.0	67.0	71.0	64.0	67.0	71.0	73.0	75.0	76.0	74.0	74.0	72.0	71.2	3.5	1.1
1981	68.0	67.0	66.0	63.0	71.0	75.0	74.0	76.0	75.0	74.0	73.0	71.0	71.1	4.0	1.0
1982		68.0	69.0	66.0	68.0	75.0	76.0	82.0	74.0	80.0	71.0	73.0	72.9	4.9	2.8
1983	69.0	76.0	77.0	64.0	82.0		74.0	76.0	71.0	73.0	70.0	69.0	72.8	4.7	2.7
1984	67.0	64.0	64.0	65.0	66.0	72.0	74.0	72.0	74.0	77.0	70.0	67.0	69.3	4.2	-0.8
1985	64.0	60.0	61.0	62.0	68.0	76.0	72.0	73.0	71.0	78.0	70.0	72.0	68.9	5.7	-1.2
1986	68.0	63.0	62.0	60.0	66.0	71.0	74.0	75.0	73.0	71.0	71.0	68.0	68.5	4.7	-1.6
1987	65.0	69.0	70.0	71.0	67.0	69.0	72.0	76.0	80.0	73.0	68.0	67.0	70.6	4.0	0.5
1988	66.0	62.0	64.0	62.0	62.0	71.0	72.0	72.0	73.0		70.0	65.0	67.2	4.3	-0.9
1989	64.0	66.0	65.0	63.0	64.0	77.0	75.0	72.0	72.0	76.0	69.0	67.0	69.2	4.8	-0.8
1990	63.0	62.0	64.0	64.0	69.0	72.0	76.0	75.0	71.0	73.0	73.0		69.3	4.9	
1991			69.0	75.0		78.0		75.0	76.0	75.0	76.0				
1992		69.0	74.0	74.0											
PROMEDIO	68	67	67	66	68	73	74	75	74	75	71	69	70		
DESVIAC.	5.5	6.0	4.6	4.5	4.9	2.8	2.0	3.2	2.5	2.9	2.2	2.6	1.7		
MAX.	84	83	77	75	82	78	79	82	80	81	76	73			
MIN.	63	60	61	60	62	69	72	72	71	71	68	65			
SUMA	748	876	876	853	750	878	891	981	886	905	855	691			
Nro. datos	11	13	13	13	11	12	12	13	12	12	12	10			

FUENTE : DDMGP

Norte, con velocidades que fluctúan entre 3 y 4 mt/seg. Sin embargo, cuando ocurre el fenómeno de "El Niño" el viento cambia de dirección viniendo del Sudoeste en las etapas iniciales, para luego venir del Oeste durante las etapas de máxima intensidad.

Los vientos predominantes se producen en los meses de setiembre a enero con un promedio de 3.9 mt/seg, en general son más fuertes en el invierno, ocurriendo las velocidades máximas a las 18 horas y las mínimas a las 07:00 horas (ver cuadro Nº II.4).

## **2.5 Niveles socioeconómicos.**

El principal indicador a utilizar para medir los niveles socioeconómicos es la generación del producto bruto interno (PBI) y en la población económicamente activa (PEA) mayor de 15 años.

En el cuadro Nº II.5 se observa a nivel provincial un alto porcentaje de población de PEA secundaria (30.8%), lo cual demuestra que existe un gran desarrollo de la actividad industrial. La concentración de la población en PEA secundaria de la provincia es muy superior a los indicadores de los niveles: subregional, regional y nacional.

La PEA primaria (dedicada a actividades extractivas), concentra un alto porcentaje de la población (40.5%), lo que nos da a entender que la

CUADRO Nro. 11.4  
 VIENTOS RESULTANTES: ESTACION PAITA

ANO	DESCRIP.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1978	ddd vvv						156 14.1	152 15.1	166 11.9	165 10.4	188 11	185 9.7	
1979	ddd vvv	174 9.5	171 9.6	185 9.6	168 9.5	161 9.6	169 11.3					167 9.9	175 8.5
1980	ddd vvv	179 9	174 8.8	192 9.2	163 8.6	155 11.9	155 10.5	157 10	154 8.6	157 10	162 10.7	163 10	167 9.8
1981	ddd vvv	159 10.1	174 8	174 7	154 9.6	150 8.7	153 9.2	156 10.2	154 10.4	158 11.7	160 9.8	162 9.4	163 8.5
1982	ddd vvv		162 8.5	162 8.1	150 9.1	141 6.5	136 5.5	137 4.2	145 9	143 8.6	149 8.7	150 9.5	172 9.3
1983	ddd vvv	170 6.2	185 4.4	205 2.7	228 3.2	140 3.5	156 5.4	145 7.2	143 6.5	143 9.2	151 8.3	155 8.9	153 13.3
1984	ddd vvv	164 7.4	178 5.9	179 5.4	160 5.6	152 8.8	152 8.3	154 6.6	161 5.4	164 7.9	178 13.4	160 5.2	165 6.8
1985	ddd vvv	175 6.2	183 5.5	198 4.9	174 6.4	161 7	167 6.4	159 9	160 7.2	154 7	170 7.8	174 7	172 6.9
1986	ddd vvv	177 5.9	203 5.9	188 6.5	177 6.5	158 7.2	149 7.8	155 7.3	164 7.8	154 7.6	160 7.1	163 7.1	181 7.4
1987	ddd vvv	185 6.5	193 4.8	195 4.3	185 5.3	165 7.6	164 6.7	175 6.9	179 8.7	177 9.1	176 9.4	168 8.3	170 7.9
1988	ddd vvv	171 8	157 6.8	167 7.8	164 6.6	147 7.9	150 9.1	161 8.4	165 7.6	160 8.8		177 6.8	177 5.6
1989	ddd vvv	160 6.3	208 6.4	220 6.2	196 6.1	131 4.3	121 3.4	117 4	145 3.5	165 4	178 3.8	169 4.3	177 4
1990	ddd vvv	178 3.7	181 3.8	182 3.9	164 4.4	161 4	157 4.5	163 5.4	181 8.8	166 7.3	167 10.4	171 9.1	173 6.9
1991	ddd vvv	174 7.1	176 7.9	172 2.7	157 3.7	163 4.5	155 8.1	143 9.2	145 8.3	164 9.2	166 9.9	170 8.9	158 9.5
1992	ddd vvv	172 8.9	173 6.5	175 3.8	164 3.9								
VIENTO RESULT.	ddd vvv	172 8	175 6.5	181 5	167 5	154 7	156 3.5	148 8.4	153 8	162 8.8	167 9.4	169 9	164 9.4

NOTA: 1) LAS DIRECCIONES ESTAN EXPRESADAS EN GRADOS SEXAGESIMALES.  
 2) LAS VELOCIDADES ESTAN EXPRESADAS EN NUDOS.  
 3) LOS VALORES CORRESPONDEN A RESULTANTES VECTORIALES.

CUADRO Nro. 11.5

ESTRUCTURA DE LA ACTIVIDAD SOCIOECONOMICA REGIONAL  
SUBREGIONAL Y PROVINCIAL 1990

Cifras relativas (%)

AMBITO	INDICE DE URBANIZACION 1993	P.E.A. PRIMARIA 1990	P.E.A. SECUNDARIA 1990	P.E.A. TERCIARIA 1990	TASA DE ALFABETISMO 1990
NIVEL NACIONAL	70.5	36.4	14.2	49.4	11.4
REGION ORAU	69.4	39.4	11.5	49.1	10.9
SUB-REGION LUCIANO CASTILLO C.	70.1	41.3	11.9	46.8	8.8
PROVINCIA DE PAITA	92.2	40.5	30.8	28.7	11.5

FUENTES: A) Censo Nacional de Poblacion y Vivienda 1981.  
B) Compendio Estadistico Regional 1991-1992 OREI-Piura.

proporción de personas dedicadas a las actividades agrícolas y pesqueras es la gran mayoría.

La PEA terciaria (dedicada a actividades de comercio y servicios), suele ser relativamente pequeña y solo llega a 28.7%. Este indicador está muy por debajo de los niveles: subregional, regional y nacional y nos indica un bajo nivel comercial de la provincia.

Esta estructura corresponde a una provincia que asienta su economía aún en los sectores extractivos tradicionales como son: la pesca y agricultura, pero ya en un proceso de transición hacia un esquema urbano basado en el desarrollo de la industria. Los sectores de servicios y el comercio informal presentan escaso desarrollo.

Las actividades predominantes en la provincia de Paíta como son la pesca y la industria manufacturera participaron en el año 1990, según el INEI, con el 2.9% de PBI y el 9.6% del PEA, del 100% a nivel regional respectivamente.

#### 2.5.1 Ingreso per cápita.

En lo referente al sector agrario, la provincia de Paíta a pesar de tener buena parte de su base productiva asentada en el agro, su participación a nivel regional del PBI per cápita llegó solo al 11.5 % del total de la riqueza agraria que genera la región.

Tal como podemos apreciar en el cuadro NO II.6, la provincia de Paita se sitúa por debajo de las Provincias de Talara y Piura en cuanto al ingreso laboral per-cápita de la Provincia de Piura. El ingreso laboral en la Provincia llegó en 1990 a 341.92 dólares americanos, a pesar de que la PEA en Paita es más industrializada que en Piura y Talara (ver cuadro NO II.6 y gráfico II.1).

#### 2.5.2 Categoría ocupacional.

La población económicamente activa (PEA) se distribuye en gran proporción en la actividad industrial (30.5%), confiriéndole a la provincia un rol de espacio moderno y tecnificado, en segundo lugar se encuentra la actividad agrícola (22.6%) que se concentra en la parte baja del Valle del Chira y en tercer lugar la actividad pesquera (15.3%) que se desarrolla en el puerto de Paita y sus caletas (La Islilla, Yacila, Colán, etc.).

Los servicios, el comercio, la construcción y el transporte ocupan lugares secundarios debido a que son actividades polarizadas por la creciente influencia de Piura y Sullana.

La actividad minera es muy reducida y se refiere a la explotación de bentonita en el



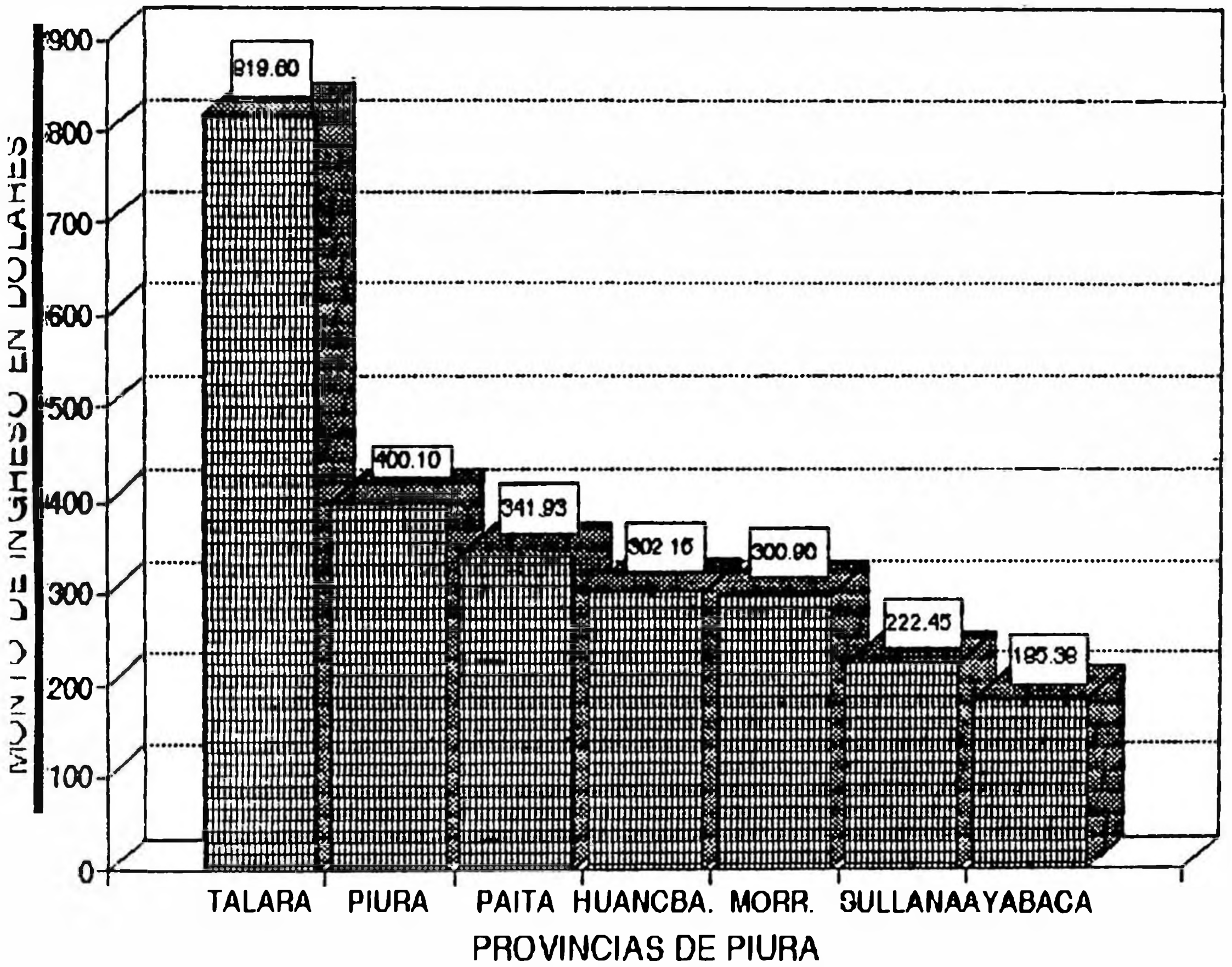
**CUADRO Nro. II.6**

-----  
**DATOS COMPARATIVOS ENTRE LOS NIVELES DE INGRESO  
Y POBREZA ENTRE LAS PROVINCIAS DEL  
DEPARTAMENTO DE PIURA**

			ANO: 1990	
No.	PROVINCIAS	INGRESO LABORAL PER - CAPITA \$ USA	ESTRATO DE LA POBREZA	
1	Talara	819.60	IV.13	
2	Piura	400.10	III.16	
3	Paita	341.92	III.12	
4	Huancabamba	302.15	I.16	
5	Morropon	300.90	II.14	
6	Sullana	222.45	III.15	
7	Ayabaca	185.38	I.15	

**FUENTE: Distribucion Territorial de la Pobreza  
en el Peru PNUD - INP.**

**GRAFICO No. II.1**  
**INGRESO LABORAL PER-CAPITA 1990**



distrito de Vichayal, con solo 181 personas que significan el 0.7% del total provincial (ver cuadro II.7).

### **2.5.3 Zona Franca Industrial de Paita.**

Zona Franca Industrial es aquella área geográfica del territorio nacional perfectamente limitada, que goza un régimen especial en materia aduanera, tributaria, cambiaria, laboral y financiera.

La ZOFRI Paita, se localiza en la Región Grau, provincia de Paita, distrito de Paita, zona de El Tablazo a 3 km. del puerto, entre las vías de Paita a Sullana (Km 56+220 al Km 52+420) y la de Paita a Piura (Km 52+321 al 51+460).

Tiene una extensión de 218.00 Hás, cuya topografía es relativamente plana.

Actualmente, esta área asignada a la ZOFRI-Paita es cruzada de Norte a Sur, por una vía de acceso afirmada que interconecta a Paita con el centro poblado de la Tortuga (ver plano N<sup>o</sup> II.1).

### **2.5.4 Vías de transporte y comunicación.**

La posición de la ciudad de Paita como único puerto de carga general de la Región, ofrece una inmejorable ubicación en lo

**CUADRO N° 11.7**

**PROYECCIONES DE POBLACION ECONOMICAMENTE  
ACTIVA DE 15 AÑOS Y MAS. POR RAMAS  
DE ACTIVIDAD ECONOMICA**

**PROVINCIA DE PAITA.**

RAMAS DE ACTIVIDAD ECONOMICA	A Ñ O S					
	1972	1981	1990	1993	1995	2000
<b>Agricult.</b>	5023	5817	6014	6067	6119	6317
<b>Pesca</b>	1248	2232	3746	4109	4472	5420
<b>Minas</b>	81	40	156	181	206	260
<b>Industria</b>	1307	3028	6737	8182	9627	12090
<b>Construcc.</b>	351	518	819	873	927	1059
<b>Comercio</b>	904	1217	1737	1811	1884	2045
<b>Transport.</b>	593	688	719	729	740	781
<b>Servicios</b>	872	1692	2786	3062	3338	3838
<b>Rama no especific.</b>	979	831	1798	1856	1913	2103
<b>TOT.PROV.</b>	11,358	16,063	24,512	26,870	29,226	33,913

**FUENTE:** Censos Nacionales de Población y Vivienda 1972 y 1981.

**ELABOR.:** Ofic. Regional de Estad. e Informática OREI-PIURA.

OCEANO

PACIFICO

# BAHIA DE PAITA

VILLA NAVAL

PAITA BAJA

PAITA ALTA

Al Complejo Pesquero

ESCALA

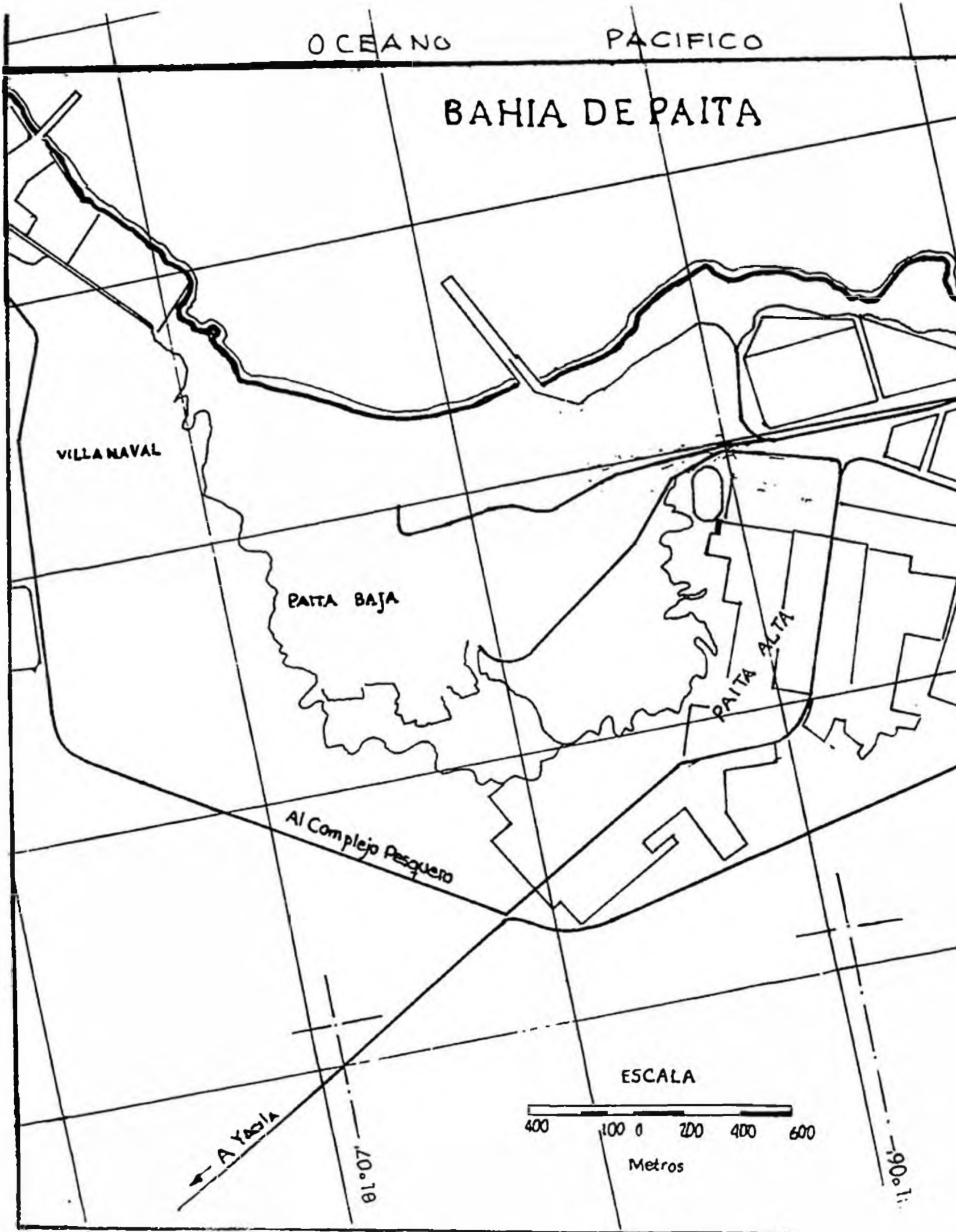
400 100 0 200 400 600

Metros

← A YASIA

81° 07'

90° 11'





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**

**TESIS:**

**ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAÍTA**

**PLANO:**

**UBICACION DE LA ZONA FRANCA**

**PLANO NUMERO**

**II-1**

**BACHILLERES:**

**JULIO HERRERA GARCÉS  
OSCAR REYES MORÁN**

**FECRA: OCT-94**

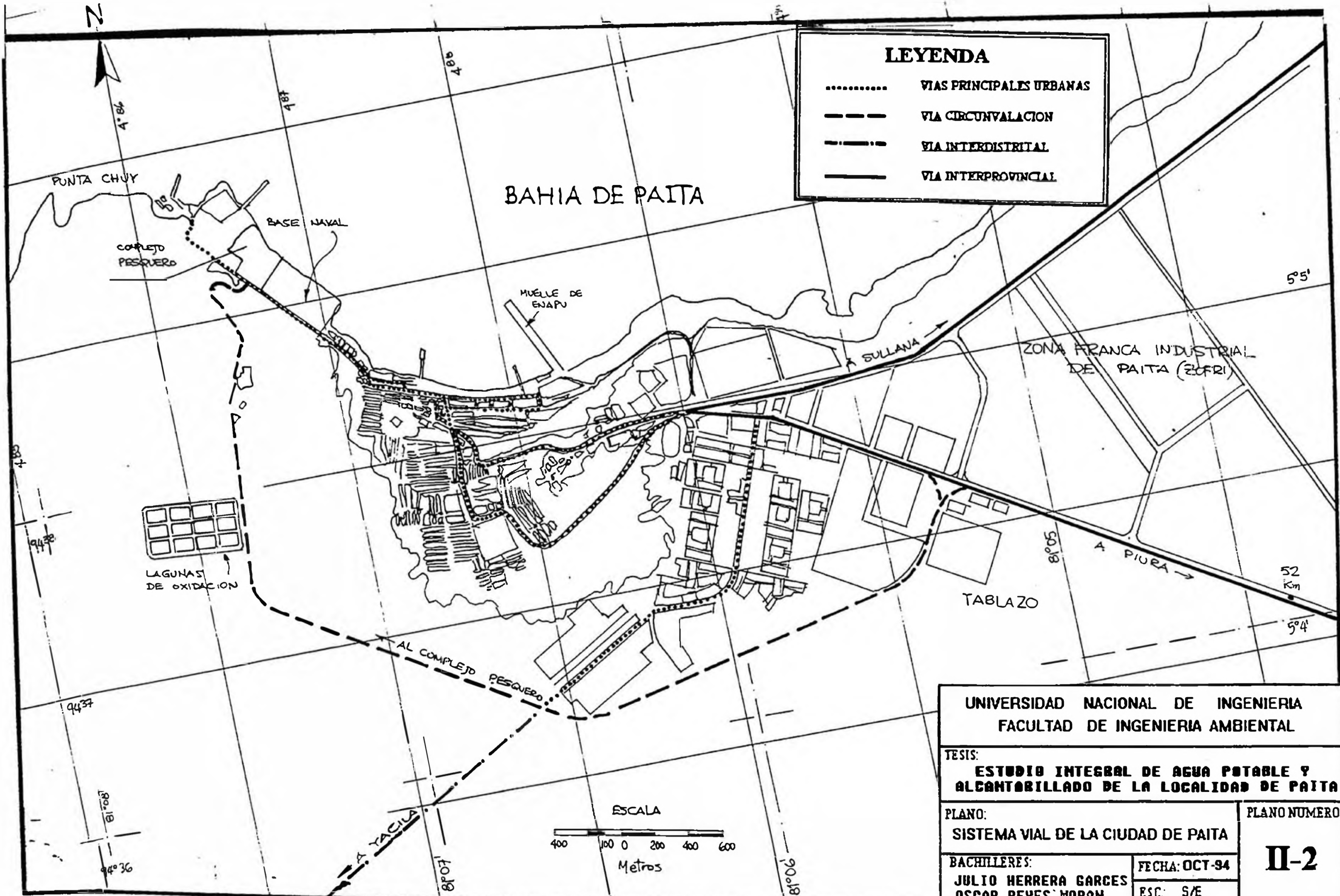
**E: 01 57**

referente a los flujos comerciales de exportación e importación de productos, pero esto se contrapone con la existencia de una menor escala de flujos de transporte de carga y pasajeros en forma terrestre (ver plano NQ II.2 y lámina NQ II.1).

#### 2.5.4.1 Vía terrestre.

Paita se vincula mediante dos carreteras asfaltadas a la ciudad de Piura y Sullana. La carretera Paita-Piura tiene una longitud de 57.00 km. y fue reconstruida luego de las fuertes lluvias del año 1983. La carretera Paita-Sullana tiene una longitud de 60 km. y atraviesa la margen izquierda del valle del Chira, uniendo a los poblados de Paita, Colán, El Arenal, Pueblo Nuevo, La Huaca, Viviate, Nomara, Miraflores y Macacará.

A nivel local el transporte se desarrolla en dos niveles: urbano, en la ciudad de Paita y entre el casco urbano y los asentamientos urbanos, e interurbano, entre Paita y los distritos de la Provincia.

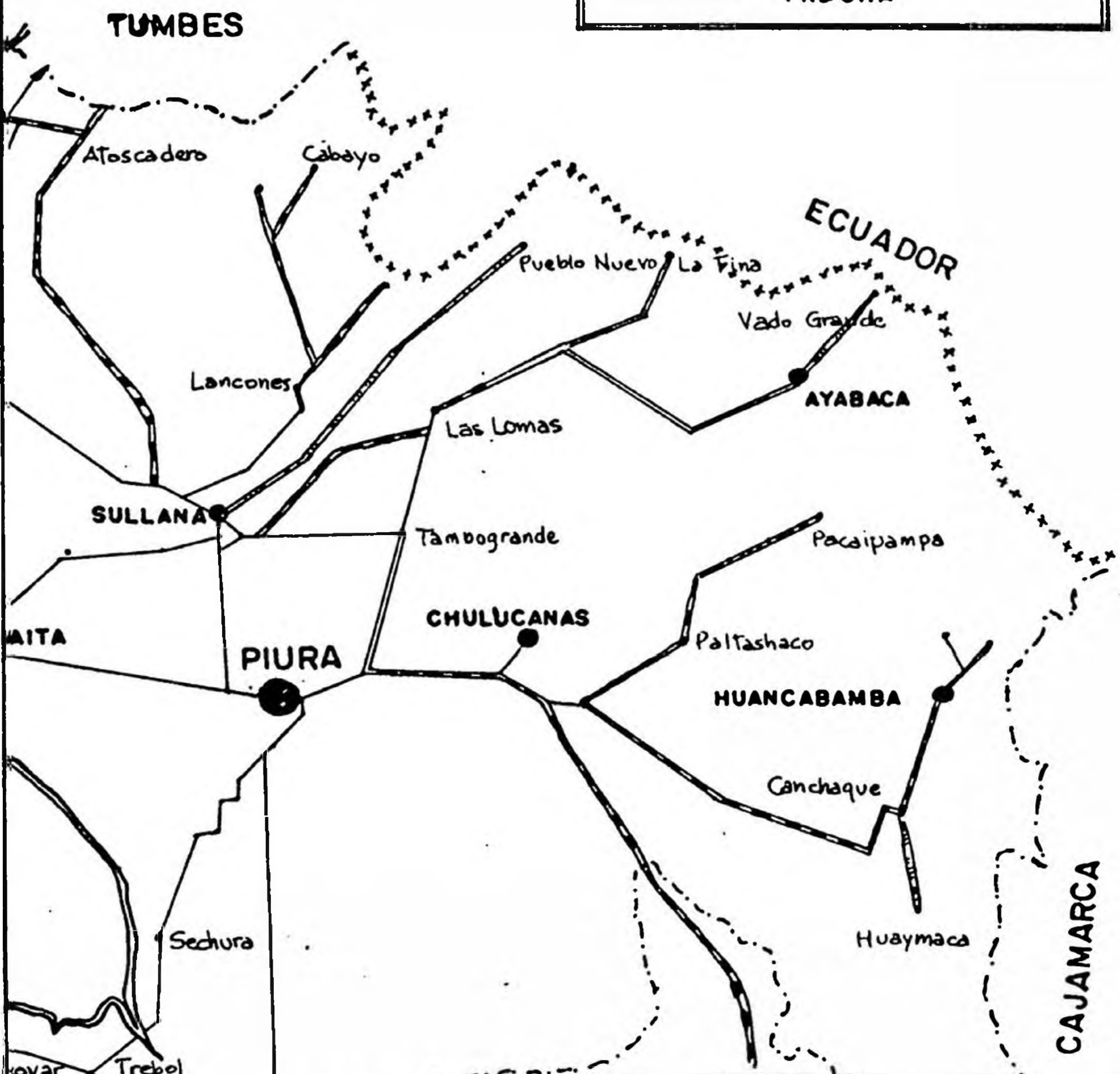


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL	
TESIS: <b>ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y          ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA</b>	
PLANO: <b>SISTEMA VIAL DE LA CIUDAD DE PAITA</b>	PLANO NUMERO <b>II-2</b>
BACHILLERES: <b>JULIO HERRERA GARGES          OSCAR REYES MORAN</b>	FECHA: OCT-94 ESC.: S/E





LEYENDA	
	VIA ASFALTADA
	VIA AFIRMADA
	VIA SIN AFIRMAR
	TROCHA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL	
TESIS: ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA	
LAMINA: Sistema vial del departamento de Piura.	LAM. NUMERO: <b>II.1</b>
BACHILLERES: JULIO HERRERA GARCES OSCAR REYES MORAN	Fecha: OCT - 94 S/E

#### **2.5.4.2 Vía marítima.**

Paita constituye uno de los puertos principales del país, por lo que mantiene un intercambio comercial con diversos países del mundo, y para ello cuenta con un Terminal Marítimo administrado por ENAPU PERU S.A. con capacidad para 4 naves de hasta 30 pies de calado cada uno.

#### **2.5.4.3 Comunicaciones.**

Respecto a las comunicaciones, ellas están constituidas por los sistemas a cargo de ENTEL PERU consistentes en telefonía, telegrafía, télex y fax, así como el servicio de correos, radial, televisión y prensa escrita.

#### **2.5.5 Nivel de educación de la población.**

La provincia de Paita tiene una población en edad escolar, comprendida entre los 3 y 24 años para 1992 de 36,882 personas; de este total se atendieron el año 1993 alrededor de 22,600 alumnos, representando una tasa de escolaridad global de 61.3%. Esta tasa se considera relativamente alta y es superior a las tasas de escolaridad de Piura, Sullana y

Morropón.

En forma específica tenemos que en el grupo de nivel inicial (3 a 5 años), la tasa de escolaridad provincial llega al 46.5% del total de la población en edad escolar, mientras en el grupo etáreo de nivel primario (6 a 11 años) se tiene una tasa de 87.3%; en el grupo de nivel secundario (12 a 18 años) existe un decremento de la población matriculada, con una tasa de escolaridad del 59.6% y finalmente el grupo etáreo de nivel superior (18 a 24 años) la tasa de escolaridad es muy baja y llega sólo al 12.8% de la población total (ver cuadro NQII.8).

## **2.5.6 Nivel de salud.**

### **2.5.6.1 Capacidad instalada para la atención de salud.**

A nivel de Provincia, Paíta cuenta con 15 establecimientos de salud: 2 hospitales, 1 centro materno infantil, 6 centros de salud y 6 puestos de salud.

A nivel de puerto, Paíta cuenta con 3 centros de atención de salud:

El Hospital de Apoyo I del Instituto Peruano de Seguridad Social, ubicado en la zona alta de la

**CUADRO Nº 11.8**

**TASAS DE ESCOLARIDAD DE LA PROVINCIA DE PAITA**

<b>POBLACION EN EDAD ESCOLAR</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>GRUPO ETAREO</b>	<b>POB. ATENDIDA</b>	<b>DEFICIT</b>
<b>INICIAL</b>	<b>03 A 05 AÑOS</b>	<b>46.5%</b>	<b>53.5%</b>
<b>PRIMARIO</b>	<b>06 A 11 AÑOS</b>	<b>87.3%</b>	<b>12.7%</b>
<b>SECUNDARIO</b>	<b>12 A 18 AÑOS</b>	<b>59.6%</b>	<b>40.4%</b>
<b>SUPERIOR</b>	<b>18 A 24 AÑOS</b>	<b>12.8%</b>	<b>87.2%</b>
<b>POBLAC. ESCOLAR TOTAL= 36,822 ALUMNOS.</b>	<b>03 A 24 AÑOS</b>	<b>61.3% (22,600)</b>	<b>38.7%</b>

localidad; Hospital de la Caja de Beneficio y Seguro Social del Pescador, ubicado en la parte central de la ciudad de Paita; y, el Centro de Salud Materno Infantil "Las Mercedes" de Paita perteneciente al Ministerio de Salud y funciona en el antiguo local del ex-Hospital "Las Mercedes".

#### **2.5.6.2 Índice de Morbilidad.**

Las enfermedades que han tenido mayor incidencia en 1992 han sido las infecciones intestinales (802 casos), la bronquitis (647) y otras infecciones de las vías respiratorias (642).

La cifra total de enfermos en 1992 fue de 18,438 personas, incluyendo 4,069 que sufrieron diversos tipos de daños (accidentes y otros). El índice de morbilidad provincial fue de 23.4%, es decir que aproximadamente de cada 4 personas, una sufrió algún tipo de enfermedad (ver cuadro Nº II.9).

La morbilidad infantil (niños menores a 1 año) fue producida por las enfermedades como la afección respiratoria aguda (32%) y las

CUADRO Nº 11.9

PRINCIPALES CAUSAS DE MORBILIDAD GENERAL EN LA  
PROVINCIA DE PAITA.  
AÑO 1992

D I A G N O S T I C O		TOTAL	%
1.	Infección intestinal mal definidas.	802	4.35
2.	Bronquitis y bronquiolitis agudas.	647	3.51
3.	Otras inf. agudas vías respiratorias sup.	642	3.48
4.	Amigdalitis aguda.	519	2.77
5.	Transtornos de la menstruación.	400	2.17
6.	Farin. rino faringe y sinusitis crónica.	333	1.81
7.	Otras heridas y traumat. de vasos sanguíneos.	309	1.67
8.	Enf. inflamatorias, útero, vagina y vulva.	279	1.51
9.	Intoxic. alimentaria.	249	1.35
10.	Infecciones renales	210	1.14
	Sub-Total	4,390	23.76
	Otras enfermedades	9,979	54.12
	Otros daños	4,069	22.07
	T O T A L	18,438	100.00

FUENTE : Dirección Sub-Regional de Salud -  
S.R.L.C.C. - Sullana.  
ELABORACION: Plan Integral de Desarrollo Municipal  
de la Provincia.

infecciones intestinales agudas (24%)  
(ver cuadro NQ II.10).

#### 2.5.6.3 Índice de Mortalidad.

En el año 1992 se produjeron 404 defunciones.

Las enfermedades causantes de la muerte son: enfermedades del aparato respiratorio (62) y las enfermedades infecciosas intestinales (46).

La gran mayoría de defunciones se presentan en los infantes menores de 1 año (29.2%) y en los ancianos mayores de 65 años (34.7%).

Las epidemias predominantes son el Cólera y la Malaria. En Paita se han producido 752 casos de cólera y 20 de paludismo (cuadro NQII.11 y NQ II.12).

#### 2.5.7 Vivienda.

A nivel del distrito de Paita el número de viviendas sólo llega a 6,242; por lo cual, la densidad es de 6.6 habitantes por vivienda.

Esta situación crea un gran problema de hacinamiento, existiendo una gran demanda de viviendas que no es satisfecha con el número actual.

CUADRO Nº 11.10

PRINCIPALES CAUSAS DE MORBILIDAD INFANTIL  
EN LA PROVINCIA DE PAITA.

PRINCIPALES DAÑOS	PORCENTAJE (%)
1. Infección respiratoria aguda.	32.00
2. Infecciones intestinales agudas.	24.00
3. Infecciones de la piel.	18.00
4. Desnutrición.	14.00
5. Parasitosis.	12.00

FUENTE : Dirección Sub-regional de Salud  
S.R.L.C.C.-Sullana.

ELABORACION: Plan Integral de Desarrollo Municipal  
de la Provincia.



C U A D R O Nro. 11.11  
PRINCIPALES CAUSAS DE MORTALIDAD GENERAL EN LA PROVINCIA DE PAITA

DIAGNOSTICO	TOTAL	GRUPOS DE EDADES							
		-1	1-5	6-14	15-19	20-44	45-64	65 A MAS	NINGUNO
1 Otras enf. del aparato respiratorio	62	26	4	3	-	2	4	17	6
2 Enfermedades infecciosas intestinales	46	22	10	-	-	3	2	6	3
3 Signos sint. est. morbosos intestinales	41	10	2	-	-	8	4	15	1
4 Ciertos afec. orig. periodo prenatal	29	27	-	1	-	-	-	-	1
5 Otras infecc. del aparato circulatorio	24	-	-	-	-	2	1	20	2
6 Enf. de circul. pulmones y corazon	20	-	1	1	1	4	6	8	-
7 Enfermedad hipertensiva	19	-	-	-	1	2	-	16	-
8 Enfermedad cerebrovascular	19	-	-	-	1	1	2	15	-
9 Deficiencias de la nutricion	16	9	5	1	-	-	-	-	1
10 Otras enf. bacterianas.	13	7	2	-	1	1	1	2	-
Sub-total	289	101	24	6	4	23	20	99	14
Otros danos	115	117	7	6	1	13	25	41	5
Total	404	218	31	12	5	36	45	140	19

(\*) Edad no especificada.

FUENTE : Direccion Sub-Regional de Salud - SR. LCC - Sullana

ELABORACION : Plan Integral de Desarrollo Municipal de la Provincia de Paita.

CUADRO Nº 11.12

PRINCIPALES CAUSAS DE MORTALIDAD INFANTIL  
EN LA PROVINCIA DE PAITA.

PRINCIPALES DAÑOS	PORCENTAJE (%)
1. Septicemia.	22.00
2. Asfixia por aspiración - Síndrome Membrana Hialina.	18.00
3. Bronconeumonía.	15.00
4. Desnutrición.	8.00
5. Paro cardio respiratorio.	8.00

FUENTE : Dirección Sub-Regional de Salud -  
S.R.L.C.C. - Sullana.  
ELABORACION: Plan Integral de Desarrollo Municipal  
de la Provincia de Paíta.

### **2.5.8 Saneamiento básico.**

Paita se abastece de agua potable a través del sistema Eje Paita-Talara, el cual consiste en la captación del agua del río Chira para luego conducirla a la Planta de Tratamiento de El Arenal y desde allí ser bombeada a los reservorios ubicados en la ciudad, de donde, a su vez, es distribuida mediante redes primarias y secundarias a toda la población de Paita.

Paita se abastece con un caudal de 142 lps correspondiendo 25 lps aproximadamente a la zona baja y el resto se distribuye a la zona alta (ver cuadro NQ11.13).

### **2.5.9 Condiciones del medio ambiente (ecología).**

La unidad ecológica de Paita se conforma por zonas desérticas, dunas y colinas afectadas por la erosión eólica y con vocación productiva pesquera e industrial. En esta unidad se localiza la aglomeración urbana principal de la provincia: la ciudad de Paita.

## **2.6 Aspectos urbanos.**

La provincia de Paita, en referencia al proceso de urbanización, presenta las siguientes características:

- Un elevado nivel de concentración poblacional, pues en la ciudad capital provincial se

CUADRO Nº 11.13

COBERTURA DE SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO EN EL AMBITO REGIONAL, SUB-  
REGIONAL, PROVINCIAL Y LOCAL.

AMBITO	VIVIENDAS CON AGUA POTABLE (%)	VIVIENDAS CON ALCANTAR. (%)	VIVIENDAS CON ELECTRIC. (%)
NIVEL NACIONAL	33.20	16.20	38.10
REGION GRAU	61.10	25.30	50.20
SUB - REGION LUCIANO CASTILLO	46.80	24.80	47.70
PROVINCIA DE PAITA	55.80	33.30	57.30
LOCALIDAD PAITA			

FUENTE : Compendio Estadístico Regional 1991-1992  
ELABORACION: Oficina Regional de Estadística e  
Informática OREI - Piura.

localiza más del 52% de la población total de la provincia y el 57% de la población urbana provincial.

- Un alto índice de urbanización debido a que su población urbana representa el 89% del total de la población de la provincia. El crecimiento ha sido de urbanización en la medida que existe una tendencia generalizada de la población de la provincia a vivir en la ciudad capital o en centros poblados intermedios (ver cuadro Nº II.14).

- Una relativa concentración de servicios básicos, que para el caso del servicio de agua potable se localiza en la ciudad de Paita y en El Arenal, y en mayor medida se observa la concentración en el caso de los servicios de alcantarillado y electricidad en Paita.

El modelo de urbanización de la provincia de Paita, presenta los siguientes aspectos:

- El sistema urbano es del tipo primario, la ciudad principal Paita es apenas 2.7 veces el tamaño de Pueblo Nuevo de Colán (segunda ciudad), pero cerca de 5 veces la tercera ciudad (La Huaca).

- Paita presenta una buena posición para el ejercicio natural de la concentración demográfica, económica y política de la provincia.

- El modelo de urbanización en la provincia es el resultado de un proceso histórico y ha estado condicionado por factores ecológicos, por la estructura espacial del agro y la pesca y por las

CUADRO Nro. 11.14

ESTRUCTURA DEMOGRAFICA REGIONAL, SUB-REGIONAL  
Y PROVINCIAL 1940 - 2000

AMBITO	CIPRAS RELATIVAS (%)							
	INDICE DE URBANIZACION							
	C E N S O S				PROYECCIONES			
	1940	1961	1972	1981	1990	1993	1995	2000
NIVEL NACIONAL	35.4	47.4	59.5	64.8	70.3	70.5	72.7	74.5
REGION GRAU	35.9	45.7	55.4	63.4	67.4	69.4	71.0	73.0
SUB - REGION LUCIANO CASTILLO C.	37.0	50.0	58.5	64.2	66.0	66.6	68.8	70.0
PROVINCIA DE PAITA	57.3	56.1	86.4	89.7	91.1	92.2	91.1	90.9

$$\text{EL INDICE DE URBANIZACION} = \frac{\text{Poblacion Urbana}}{\text{Poblacion Total}} \times 100$$

FUENTE : Censo Nacional de Poblacion y Vivienda 1981

ELABORACION: Oficina Regional de Estadistica e Informatica - OREI - Piura.

ventajas comparativas de localización en relación a este espacio económico y las áreas de mercado nacional.

## CAPITULO III

### EVALUACION DEL SISTEMA EXISTENTE

#### 3.1 Descripción de los sistemas existentes.

##### 3.1.1 Sistema de agua potable.-

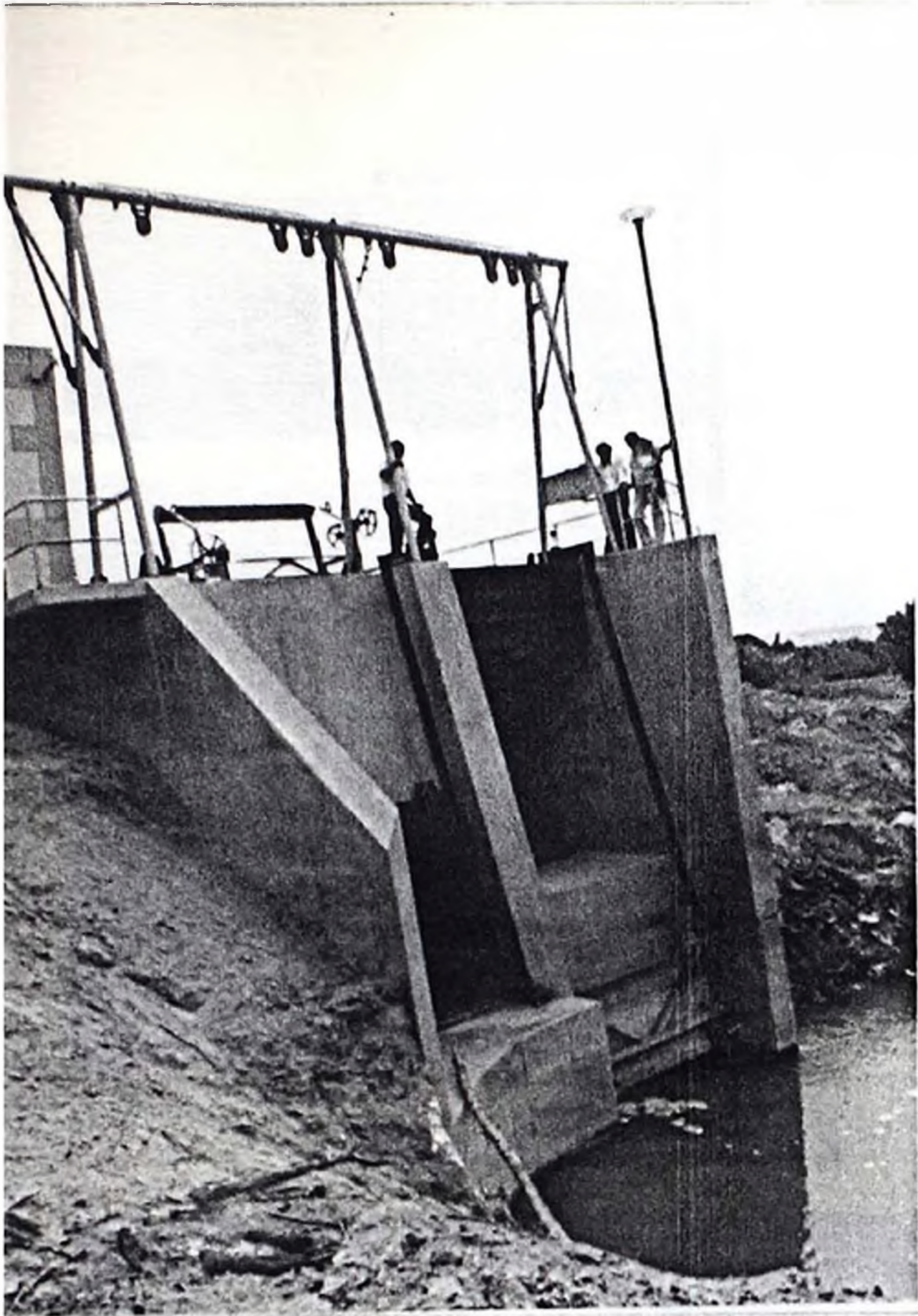
El sistema Eje Paita Talara a la fecha es la Unidad de Producción que abastece de Agua Potable en óptimas condiciones físico-químicas y microbiológicas a las ciudades de Paita y Talara y sus anexos con una capacidad de producción de 780 lps la misma que en las actuales condiciones de funcionamiento produce 608 lps. de agua potable la cual se distribuye de la siguiente manera:

- Paita y anexos : 253.00 lps.
- Talara y anexos : 355.00 lps.

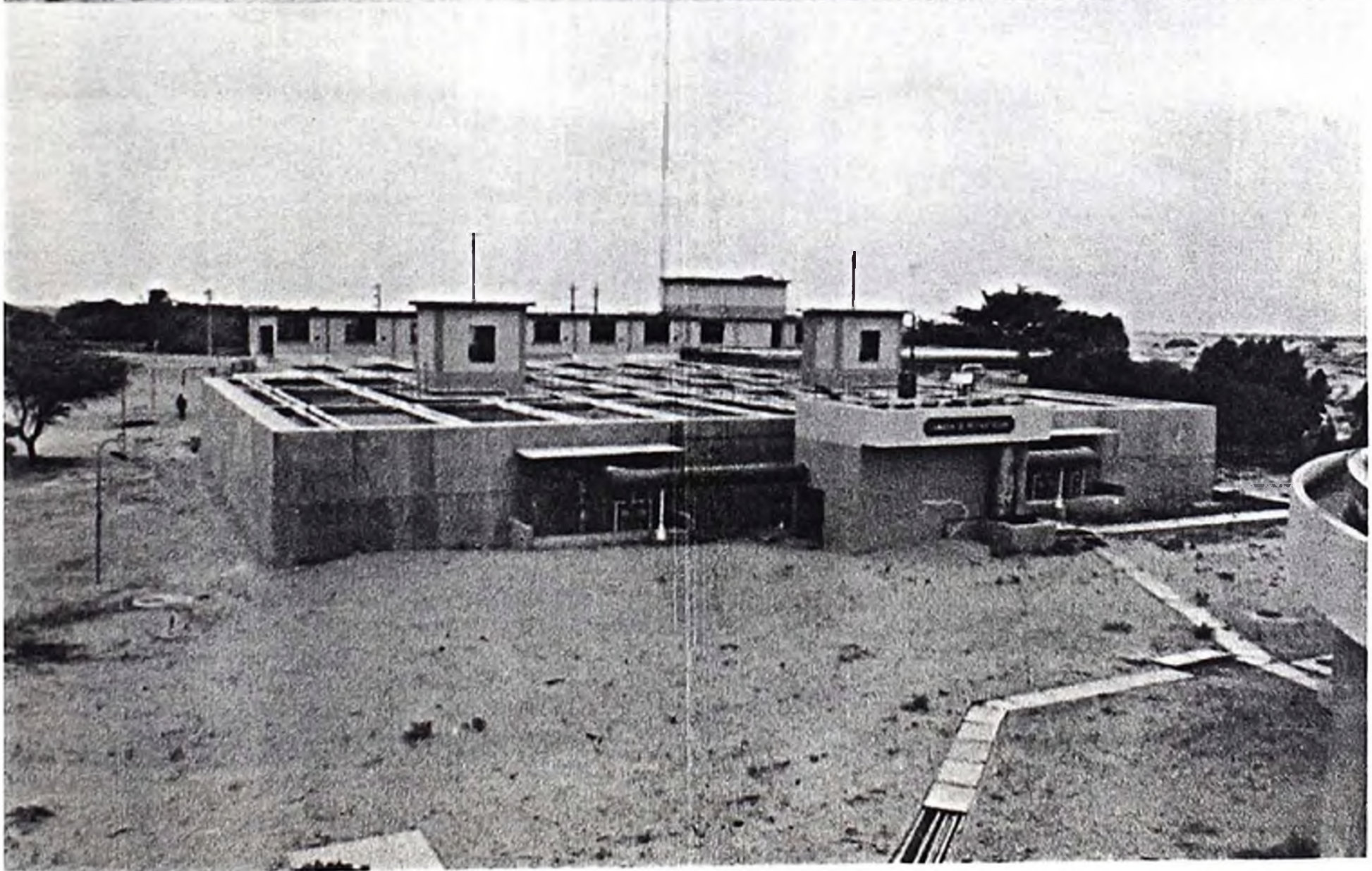
La infraestructura del sistema Eje Paita-Talara consta de lo siguiente:

- Captación (fotog. III.1)
- Planta de Tratamiento (fotog. III.2).
- Reservorios de almacenamiento (fotog. III.3).
- Estación de bombeo (fotog. III.4).



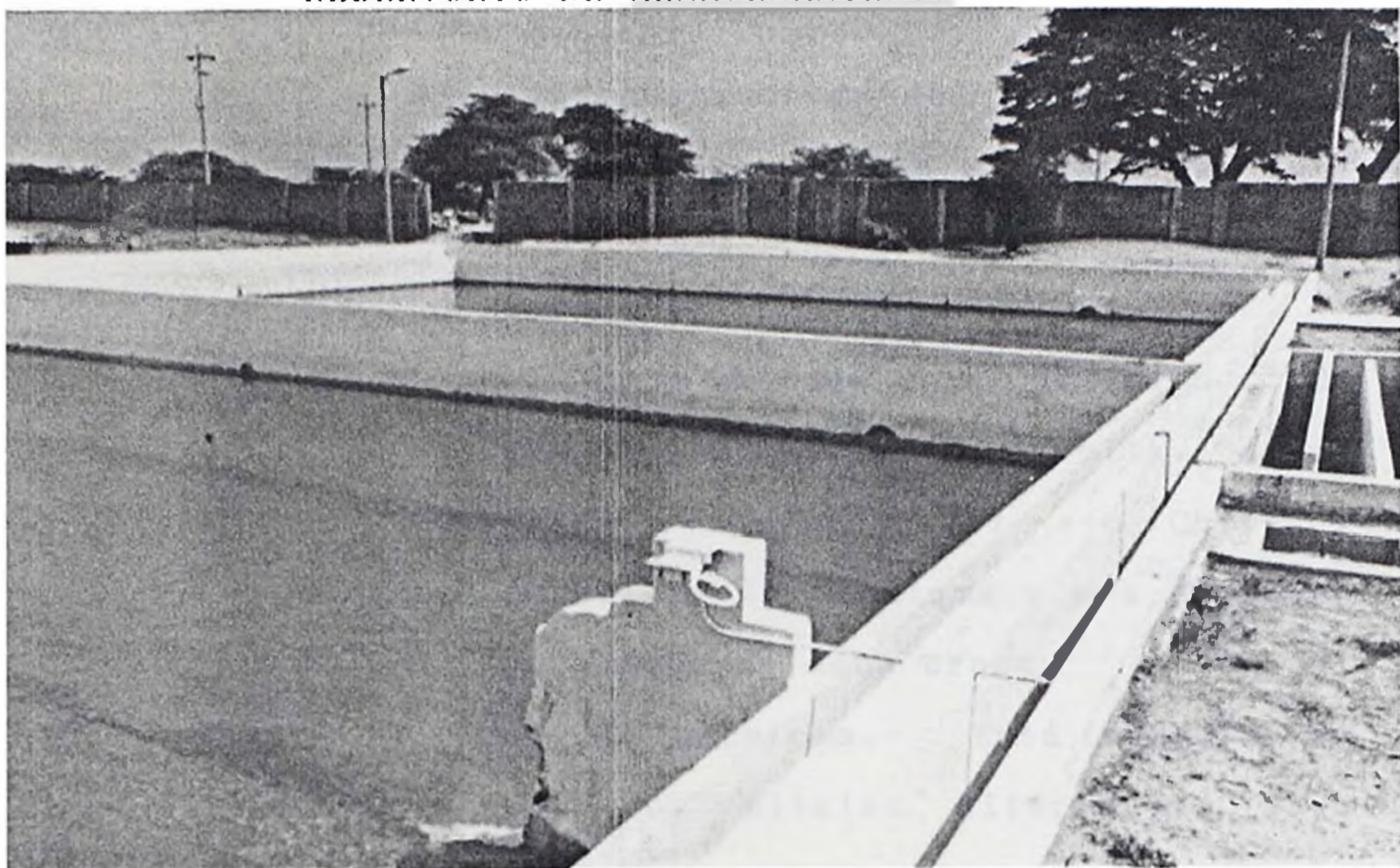


FOTOG. Nº III. 1  
CAPTACION

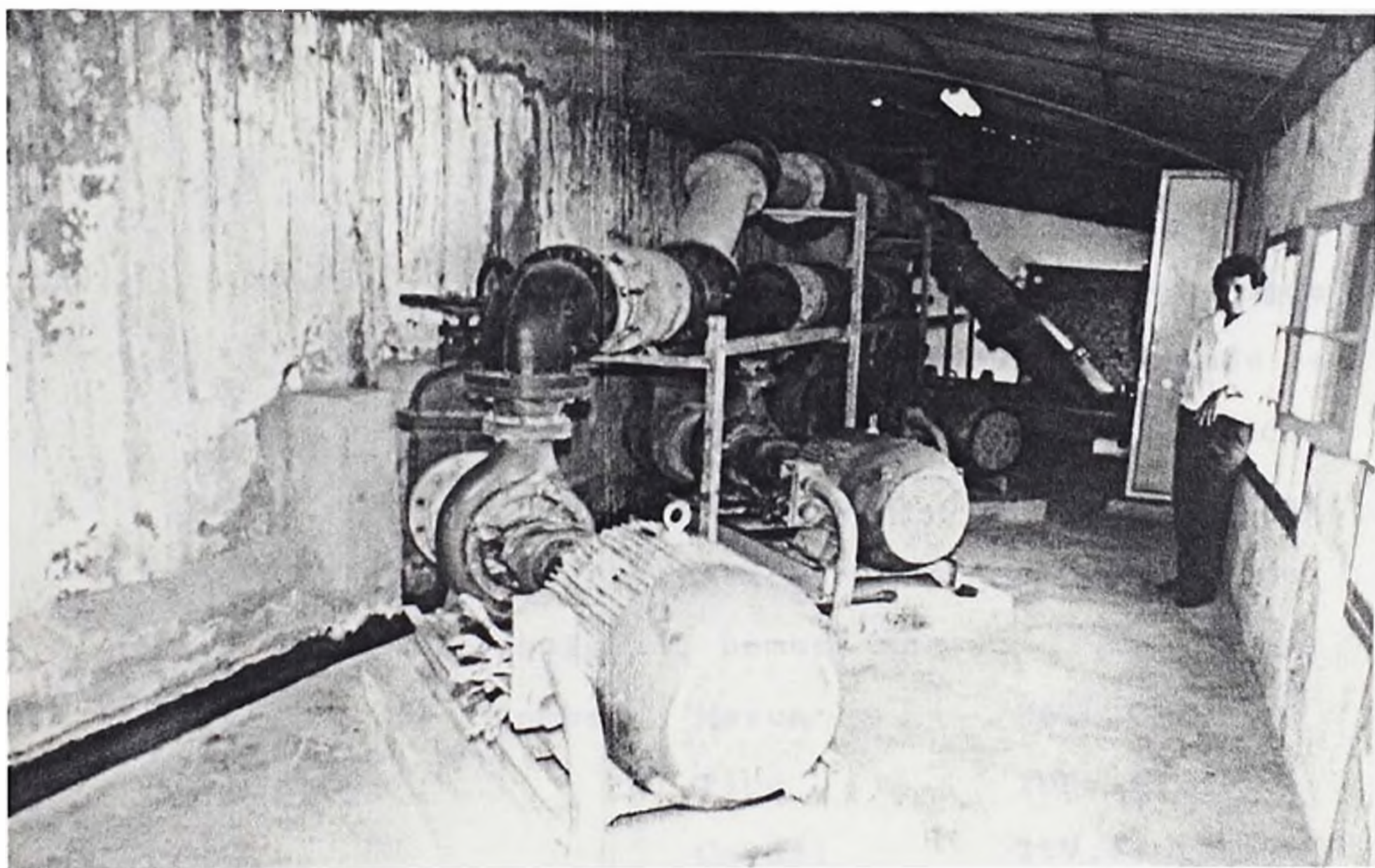


FOTOG. Nº III. 2  
PLANTA DE TRATAMIENTO

FOTOG. Nº 111.3  
RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO



FOTOG. Nº 111.4  
ESTACION DE BOMBEO DE MEJORAMIENTO



- Línea de conducción por bombeo (fotog. III.5).

Esta infraestructura del sistema de agua potable se puede apreciar en el plano NQIII.1.

### 3.1.1.1 Captación

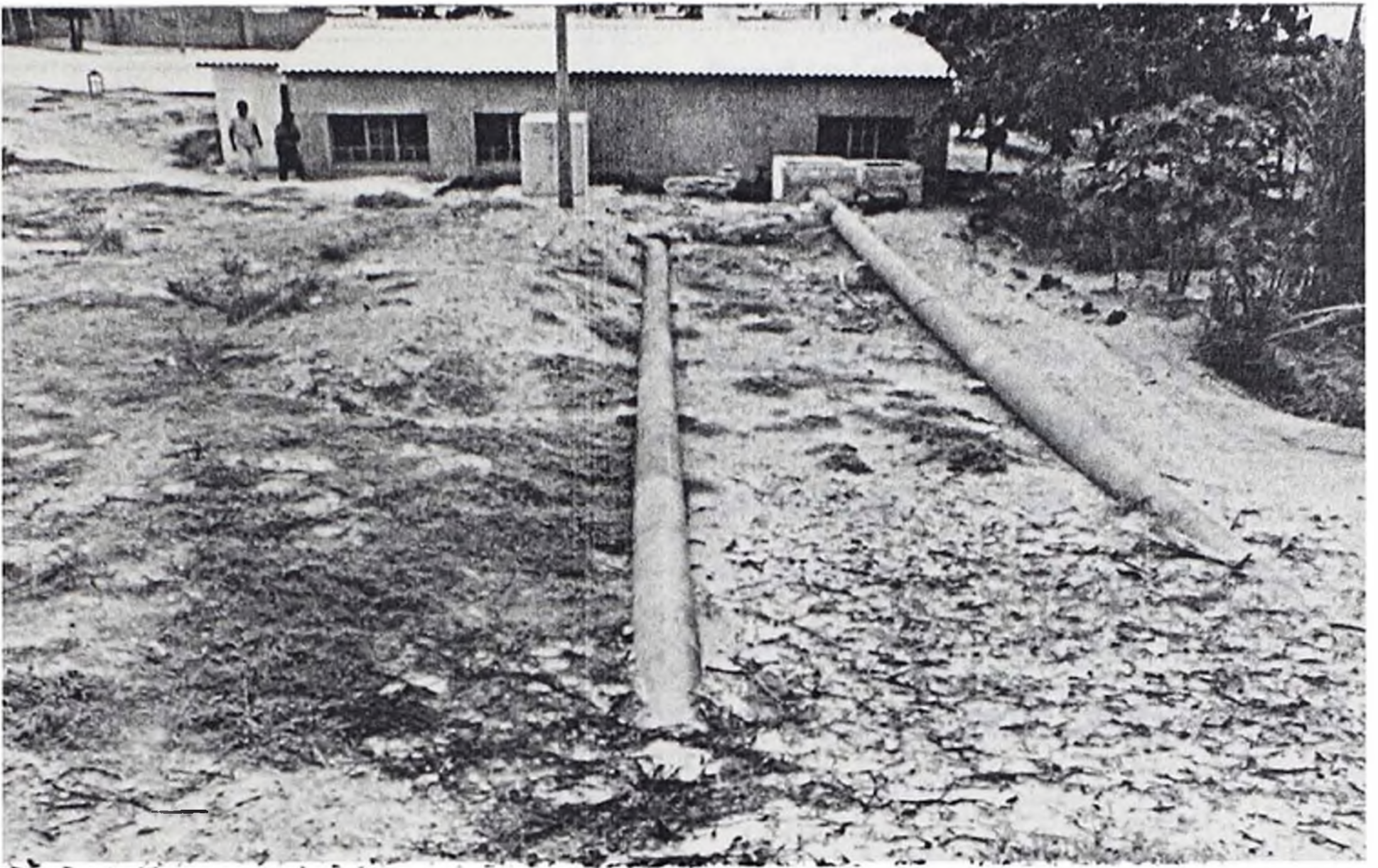
Está ubicada en el distrito de El Arenal, Provincia de Paita, a la margen izquierda del río Chira y consta de la bocatoma y una estación de bombeo de agua cruda.

a) La bocatoma.- Está constituida por dos niveles diferentes (bajo caudal y alto caudal del río) y un conjunto de compuertas y rejas que permiten la retención de materiales flotantes, los cuales si ingresan podrían dañar las instalaciones (fotog. NQIII.1 y NQIII.6).

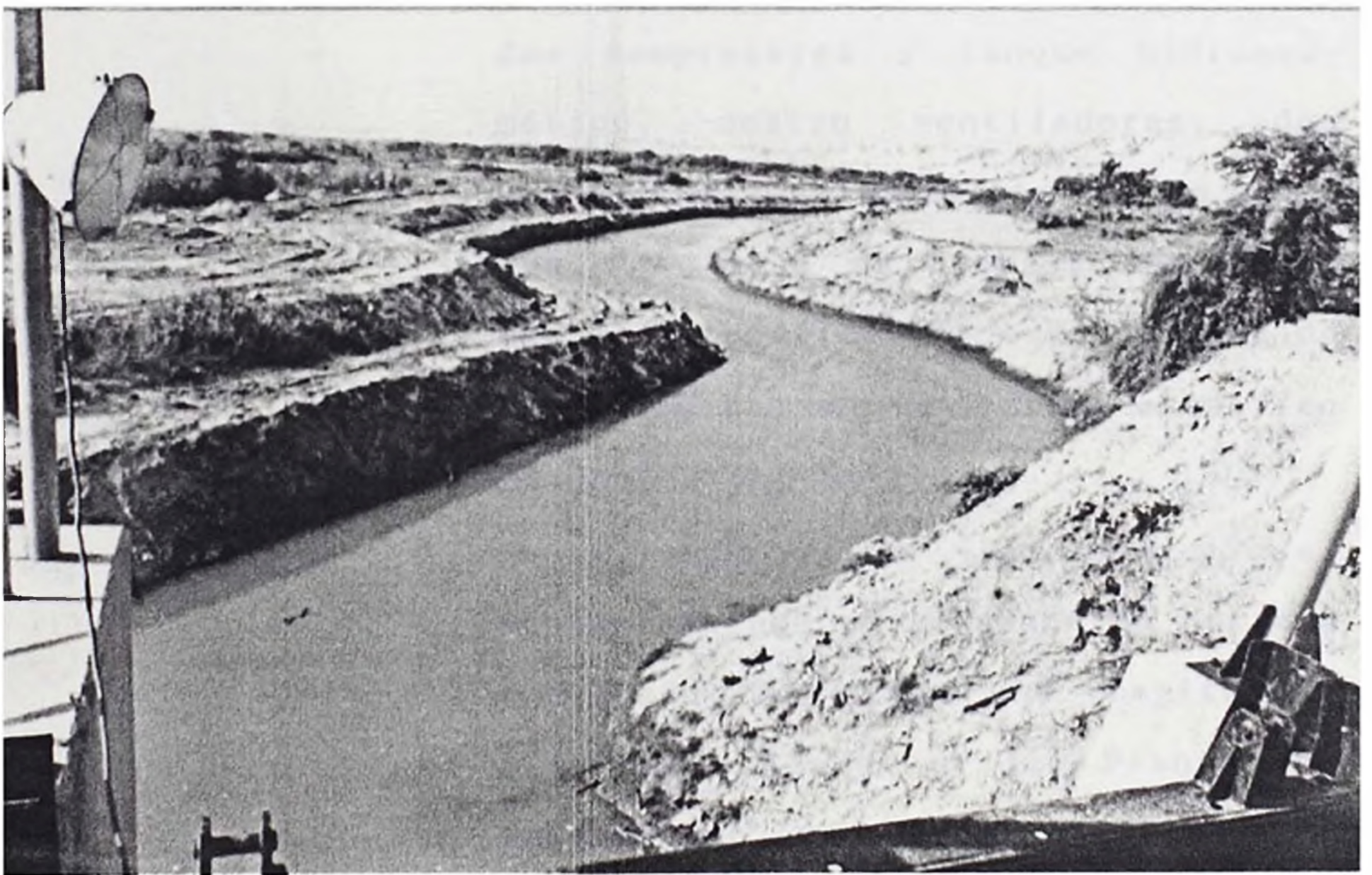
b) La estación de bombeo de agua cruda.- Esencialmente comprende 4 bombas centrífugas de eje vertical con rotor en corto circuito, las características más saltantes por equipo de bombeo son:

Bomba:	Marca	RATEAU
	Tipo	IDHV-69
	Caudal	319.44 lps

FOTOG. Nº III. 5  
LINEA DE CONDUCCION POR BOMBEO



FOTOG. Nº III. 6  
CANAL ARTIFICIAL PARA CAPTACION



	Alt. manométr.	105 mts.
	R.P.M.	1150
	Rendimiento	0.8 ± 0.03
<b>Motor:</b>	Marca	ALSTHOM BELFORT
	Tipo	N2 PX400
	Voltios	6000 V.
	Resistencia	500 Kw.
	R.P.M.	1190
	Amperios	62 A.
	Arranque	Tipo directo.
	Rendimiento	0.8 ± 0.03

Asimismo, se cuenta con equipos auxiliares como son:

Cuatro electrobombas motorizadas en las descargas de los equipos, un sistema hidroneumático antiarriete con dos compresores y tanque hidroneumático, cuatro ventiladores, dos bombas sumergibles eléctricas de achique, una reja de desbaste de mando manual automático. Todo el sistema de bombeo cuenta con un sistema eléctrico de mandos y protección.

El agua cruda, impulsada por el sistema de bombeo y conducida por una tubería de  $\phi 32''$ , con una longitud de 816 mt., llega a la Planta de Tratamiento (ver fotog. N<sup>o</sup> III.7).

### **3.1.1.2 Planta de Tratamiento.**

Ubicada en la parte alta del distrito de El Arenal, cuya producción está destinada a abastecer de agua potable a Paita, Talara y sus anexos.

Esta diseñada para tratar un caudal de 780 lps. (2800 mt<sup>3</sup>/h) y consta de las siguientes unidades:

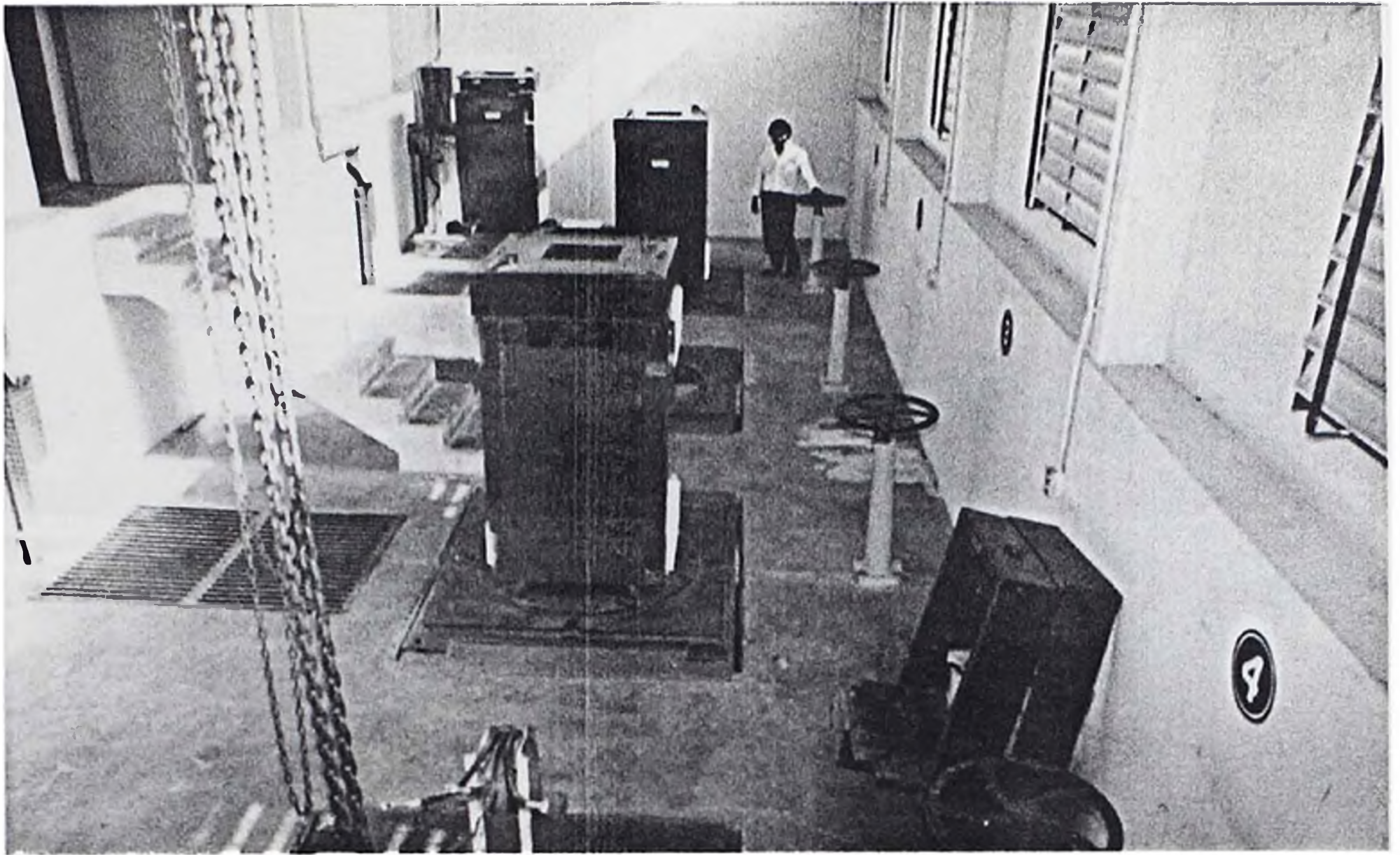
Obra de llegada, predecantador, obra de repartición, pulsator (02), filtros (07), sistema de dosificación de reactivos sulfato de aluminio grado "A", cal, polielectrolito, cloración (pre y post), medición de caudal de agua cruda y tratada. Asimismo, consta de modernos equipos auxiliares, dosificadores y ambientes de laboratorio y oficinas (ver fotogs. del NQ III.8 al NQ III.18).

### **3.1.1.3 Línea de conducción.**

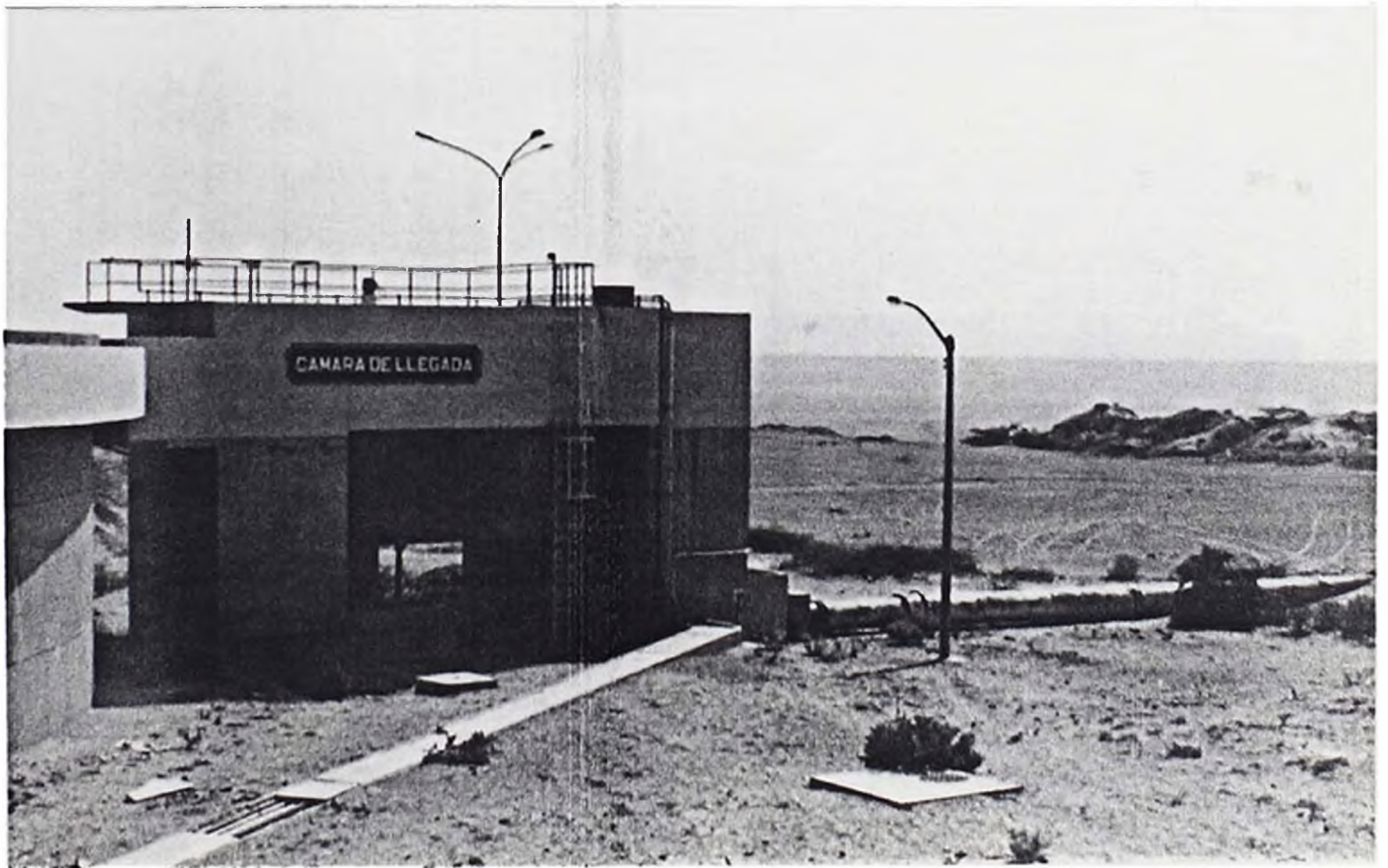
De la Planta de Tratamiento salen dos líneas que abastecen, cada una en forma independiente, a las localidades de Paita y Talara.

Describiremos brevemente la línea que conduce agua potable a Talara y

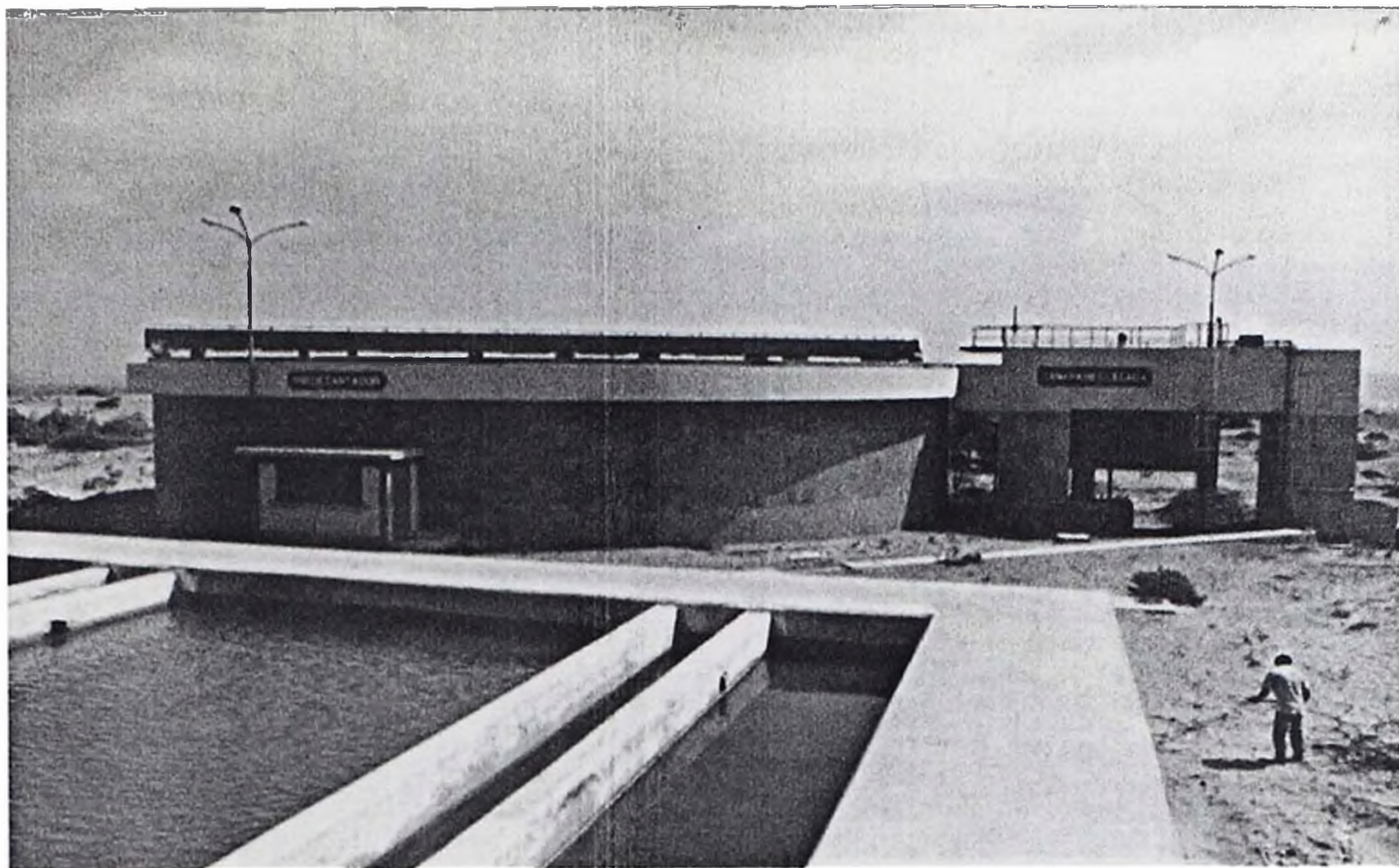
FOTOG. Nº 111.7  
SALA DE ELECTROBOMBAS DE CAPTACION



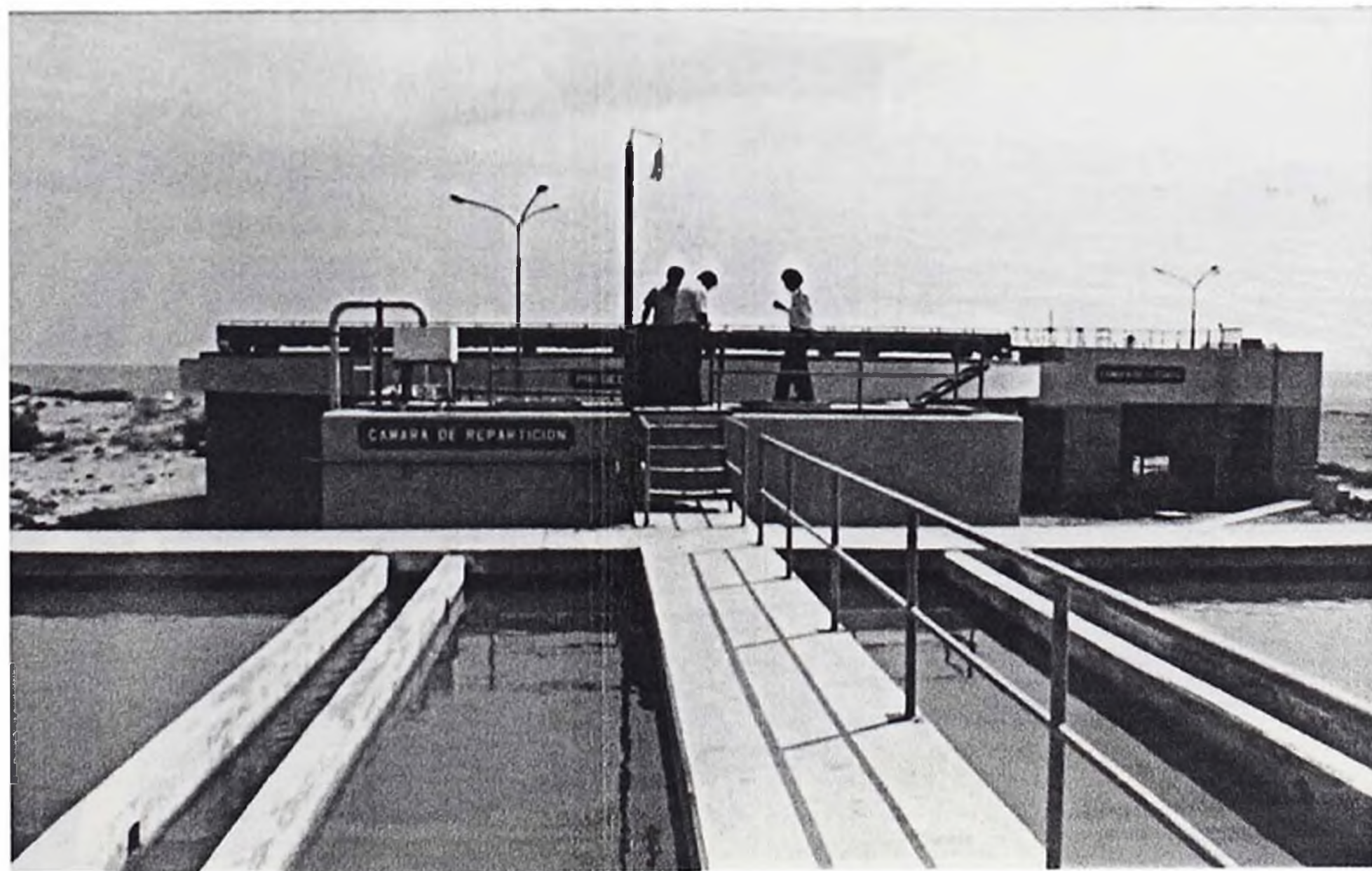
FOTOG. Nº 111.8  
LINEA DE IMPULSION A CAMARA DE LLEGADA



FOTOG. Nº III. 9  
PREDECANTADOR

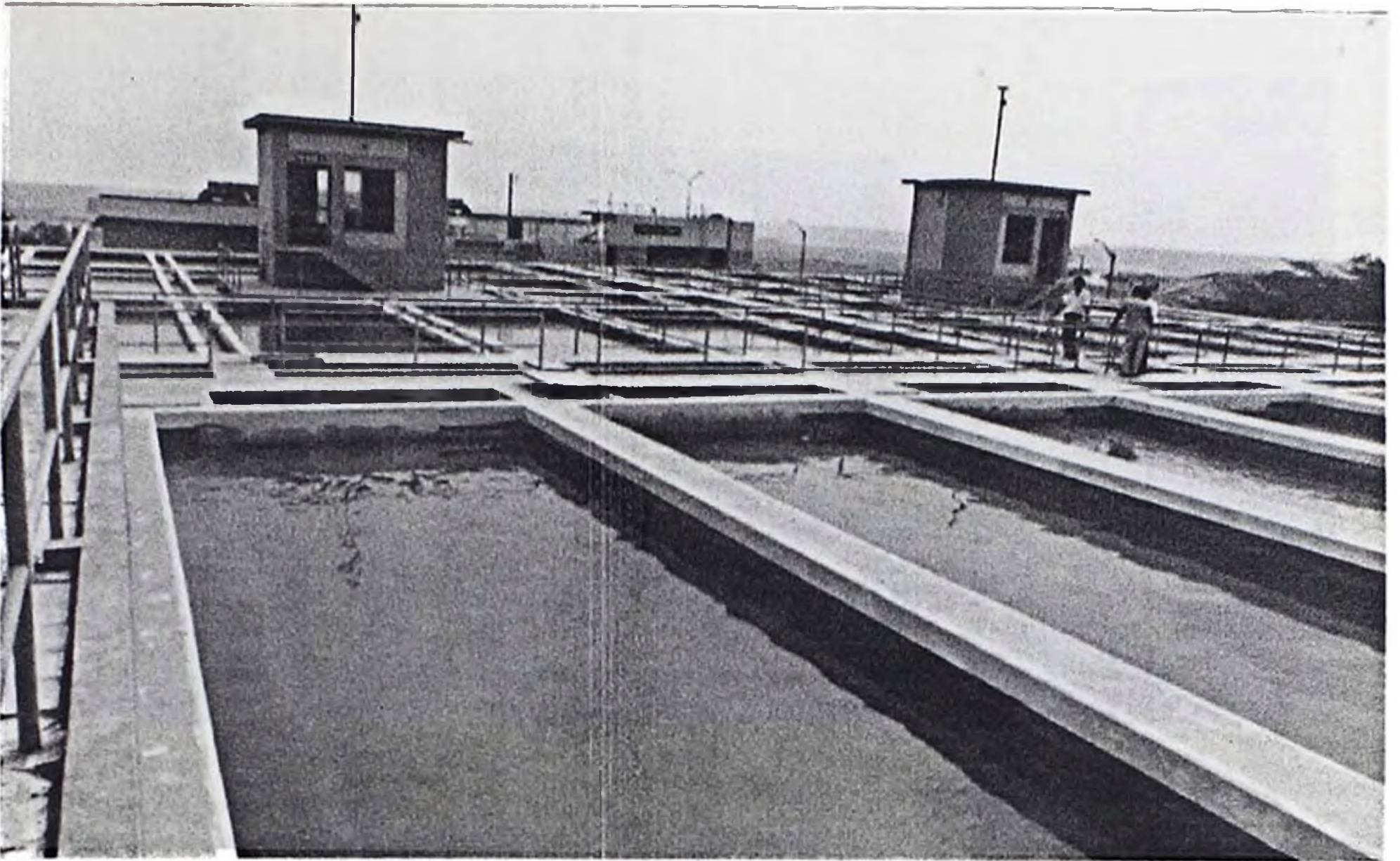


FOTOG. Nº III. 10  
CAMARA DE REPARTICION

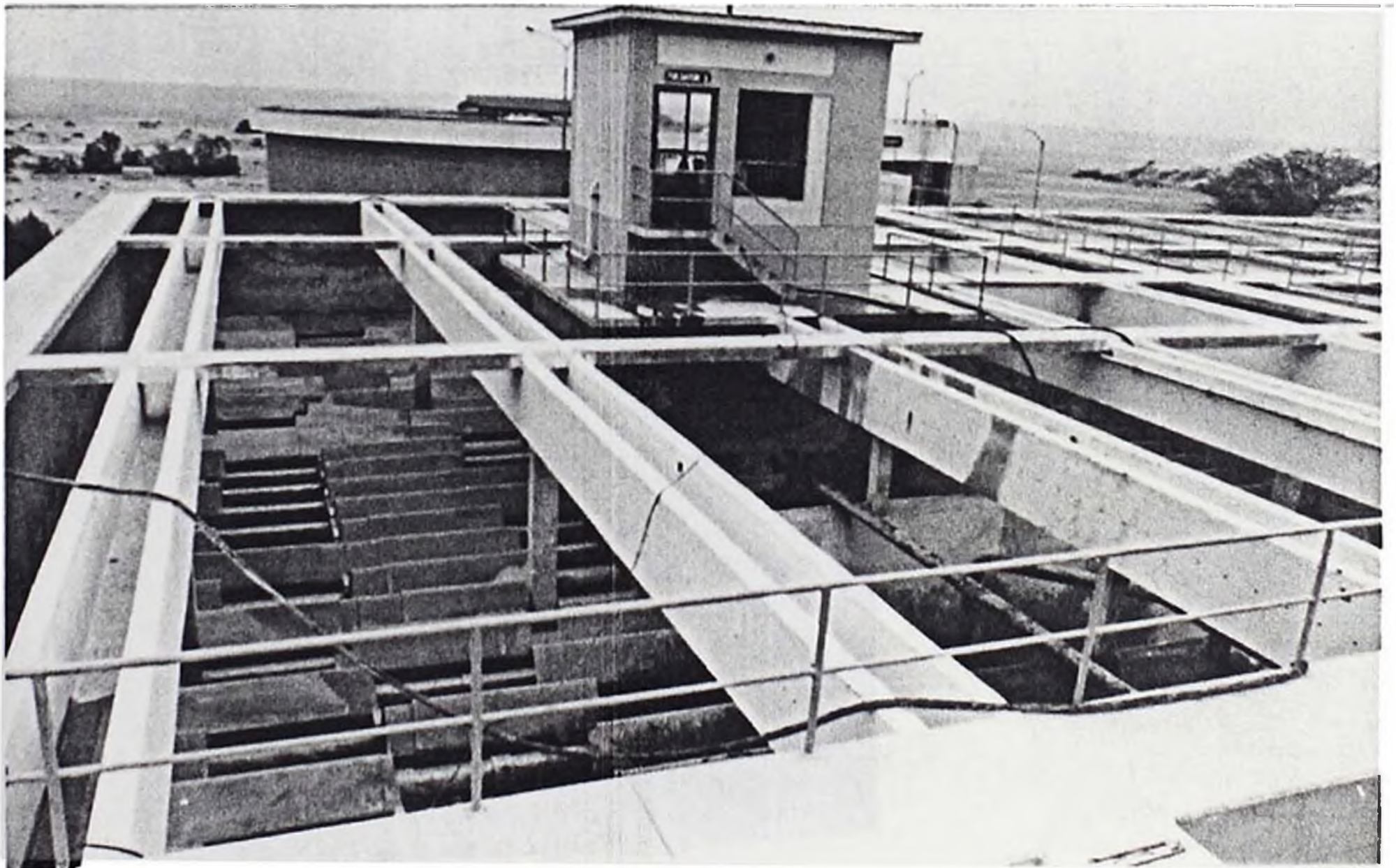


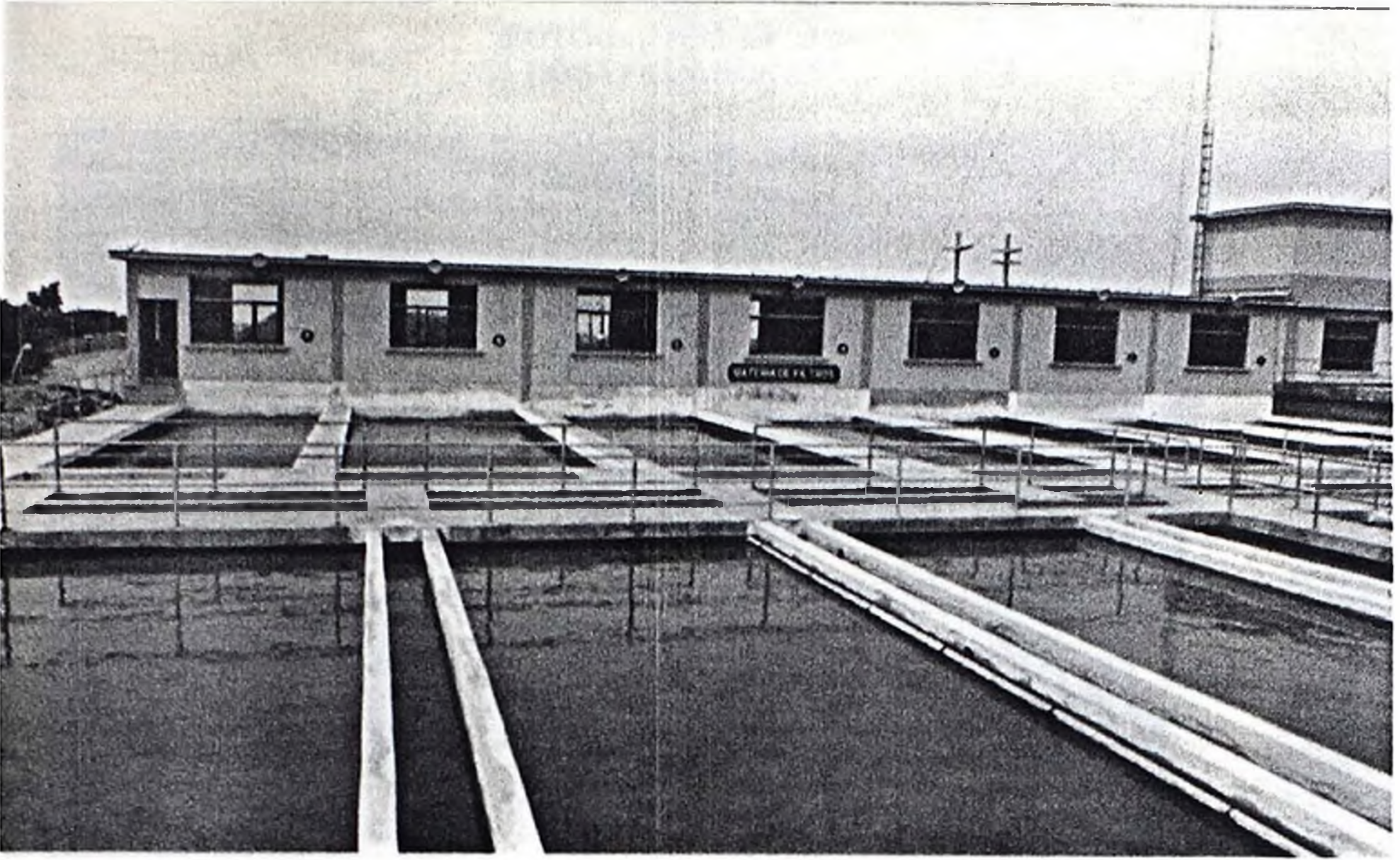


FOTOG. Nº 111.11  
PULSATOR

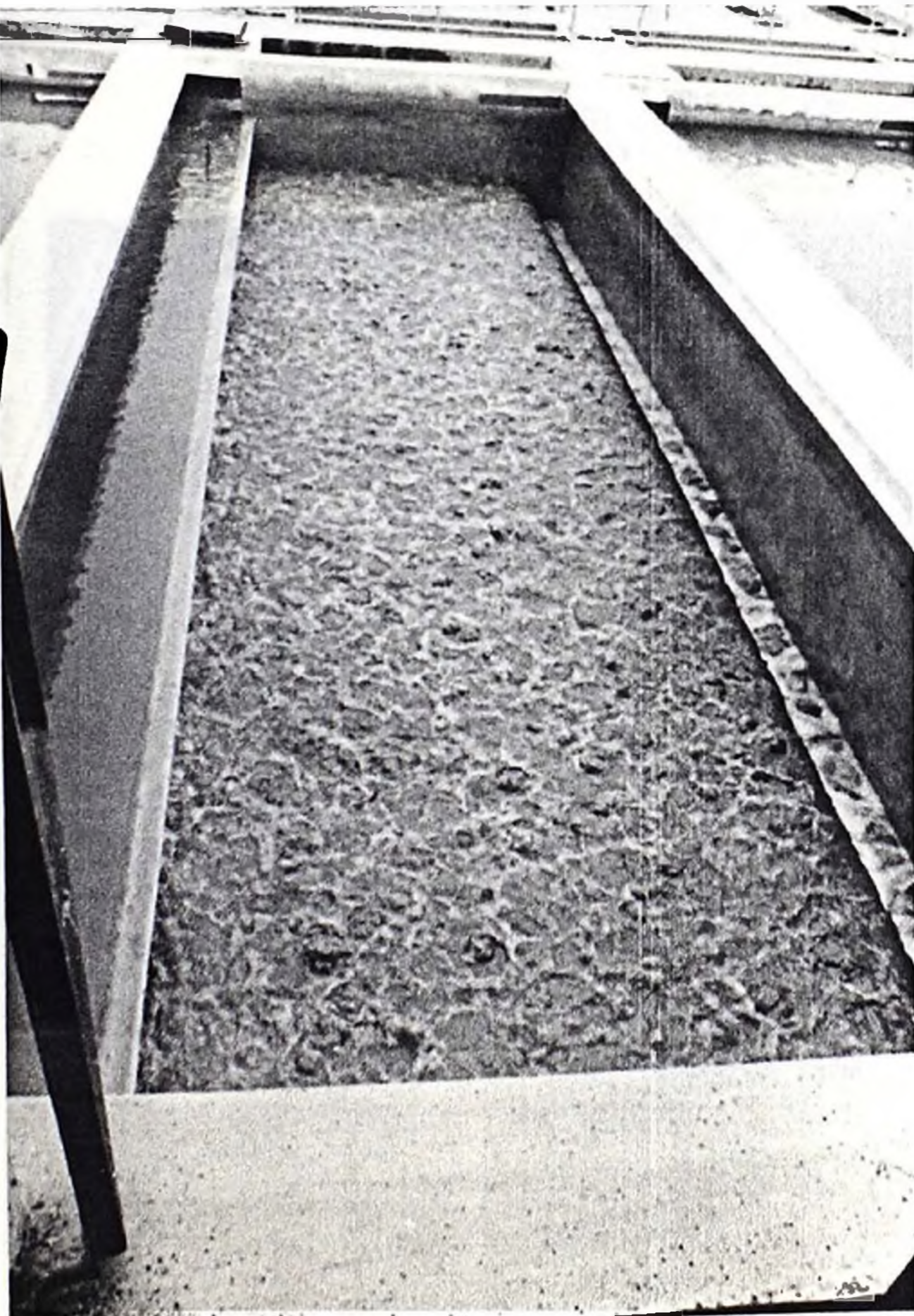


FOTOG. Nº 111.12  
LIMPIEZA DE PULSATOR



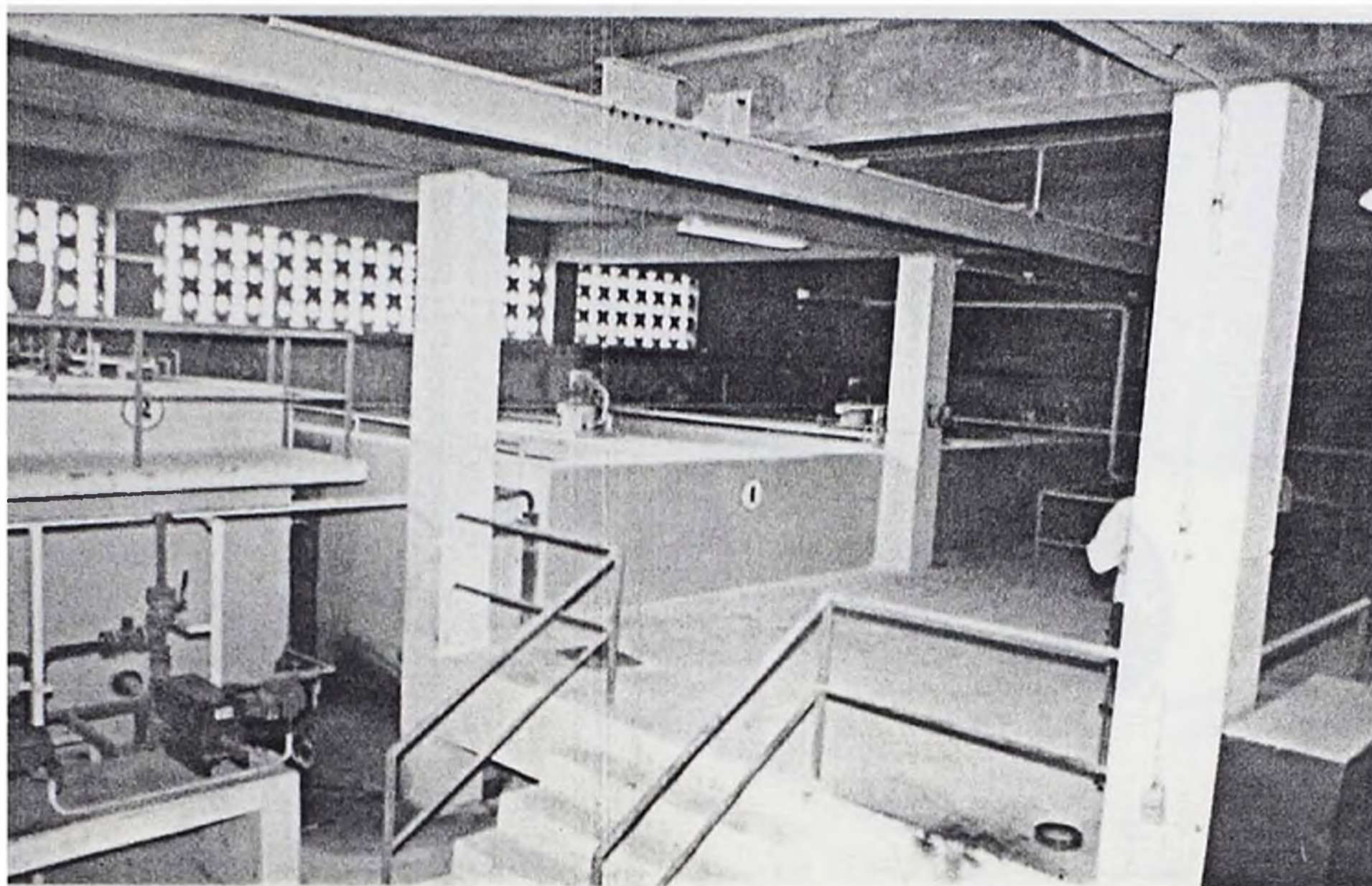


FOTOG. Nº III. 13  
FILTROS

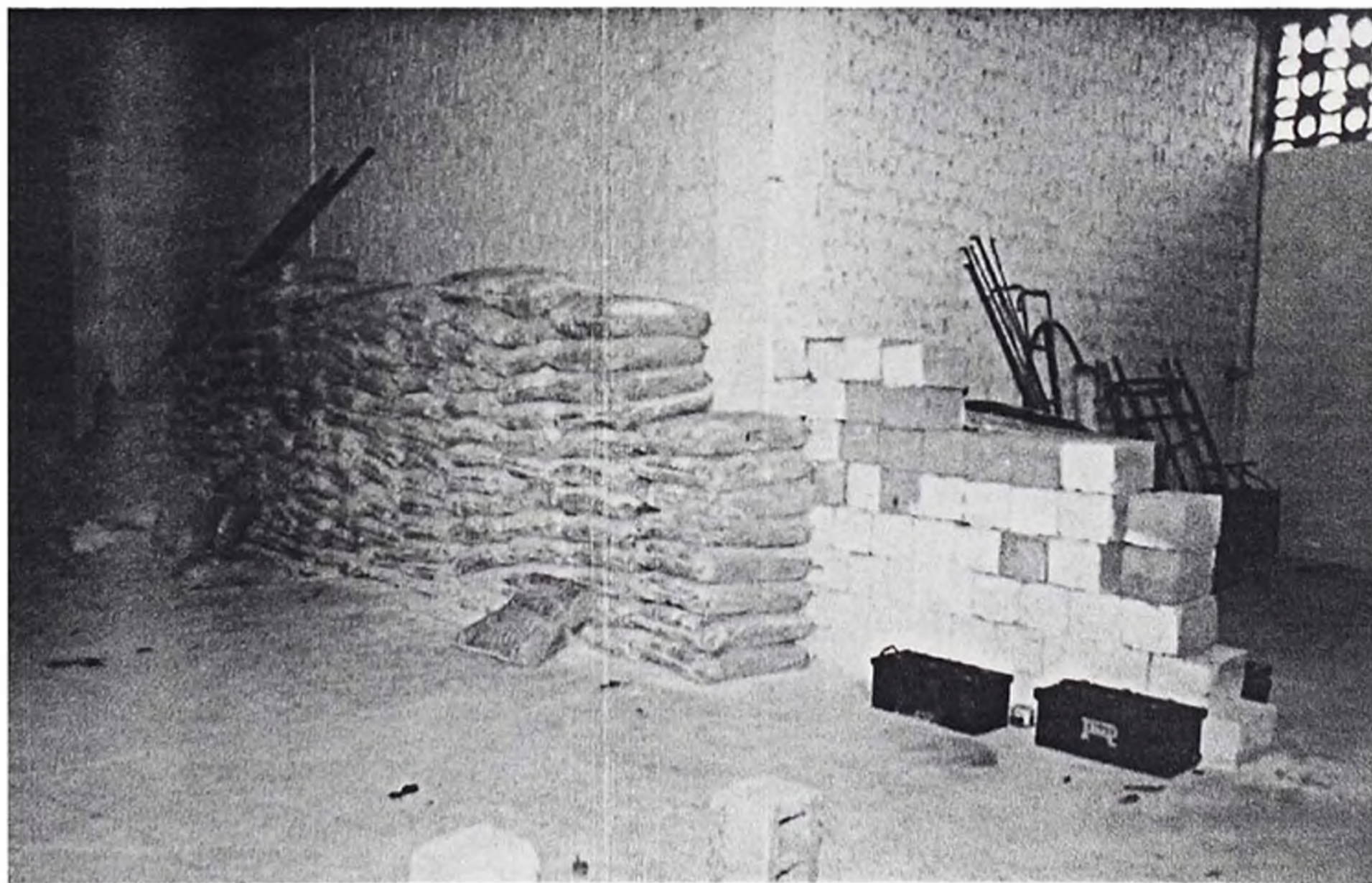


FOTOG. Nº III. 14  
LIMPIEZA DE UN FILTRO

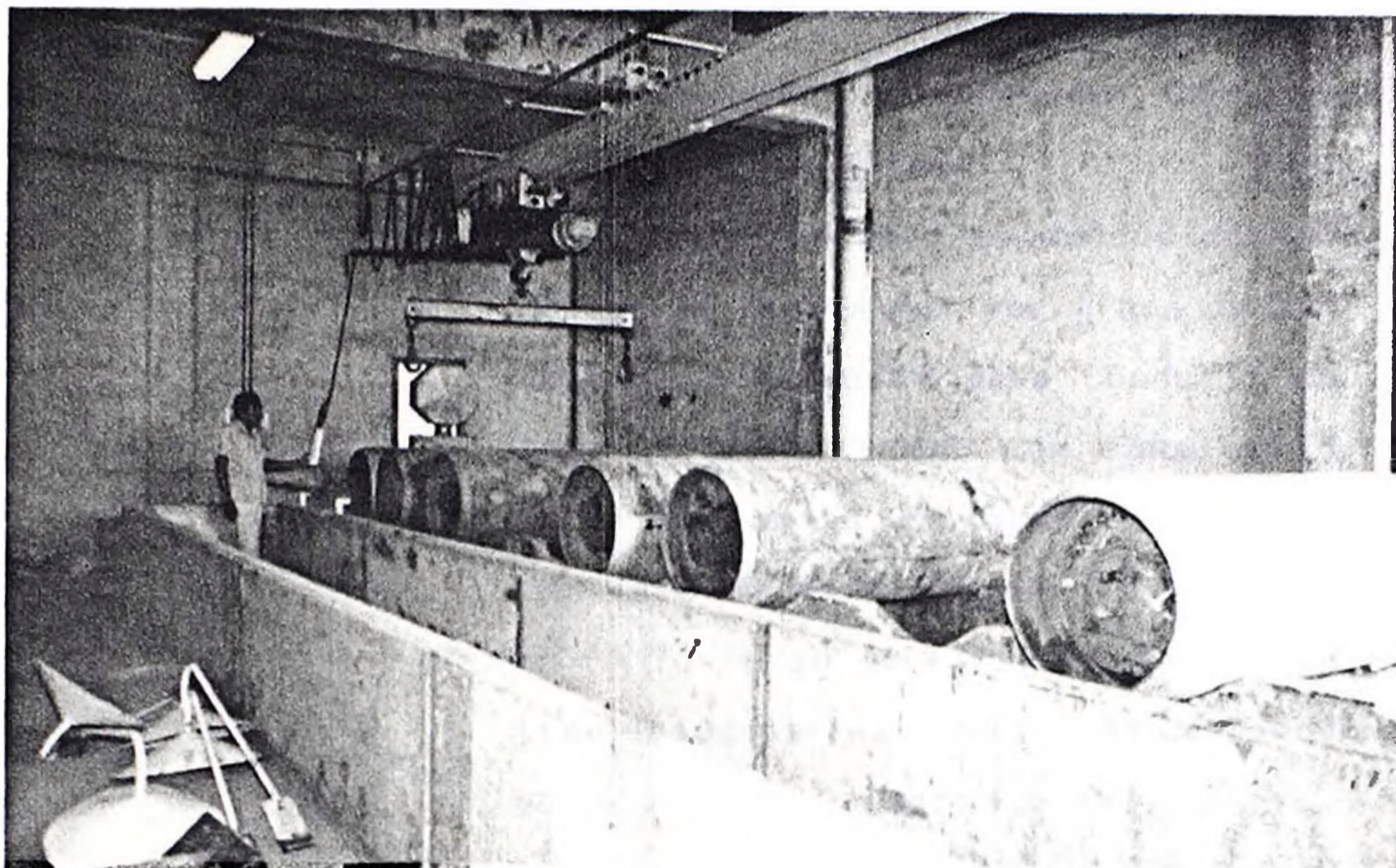
FOTOG. Nº III. 15  
DOSIFICADORES



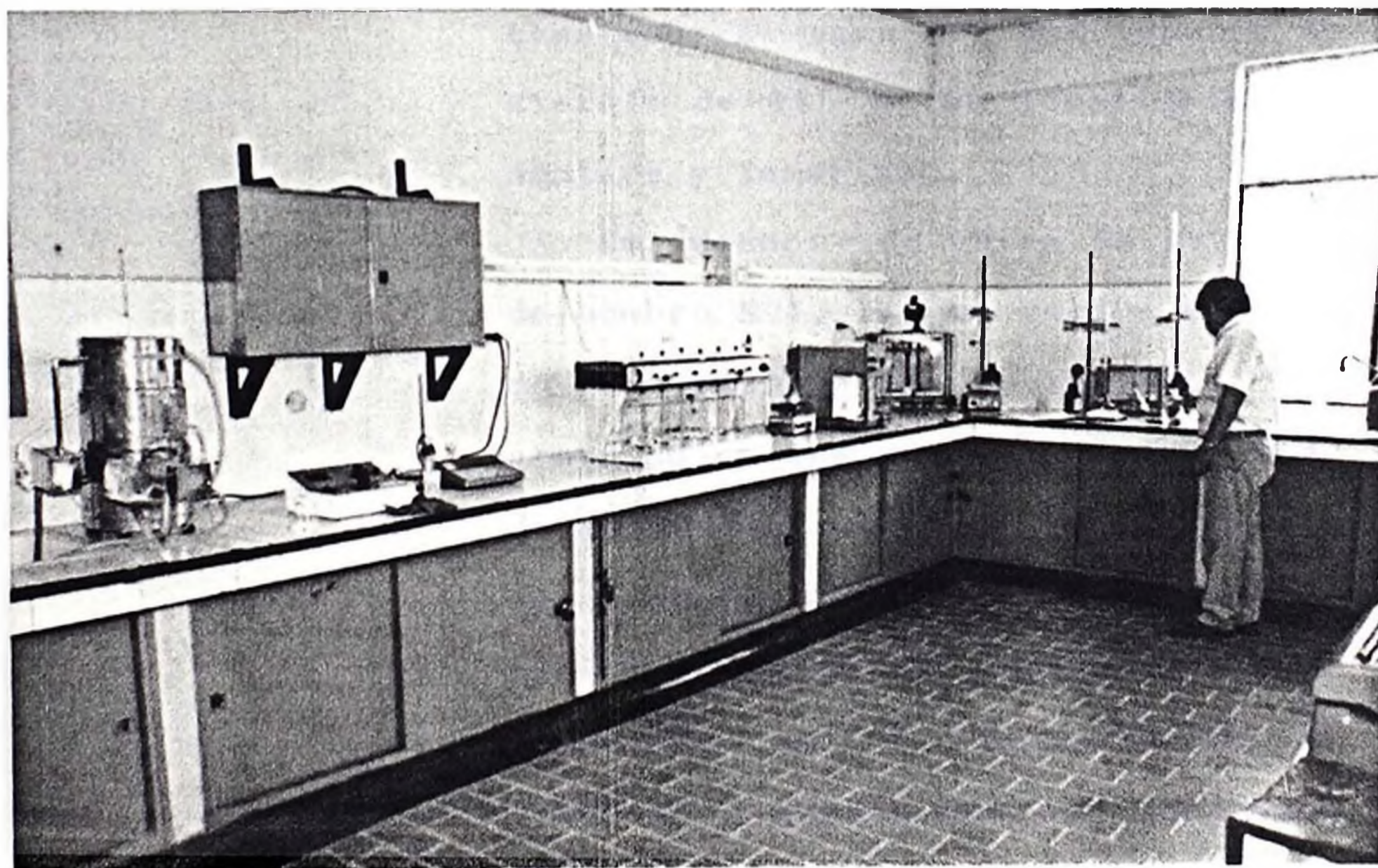
FOTOG. Nº III. 16  
SALA DE ALMACENAMIENTO DE MATERIA PRIMA



FOTOG. Nº 111.17  
SALA DE DOSIFICACION DE CLORO



FOTOG. Nº 111.18  
LABORATORIO



luego describiremos la línea que conduce agua potable a Paita.

**a) Línea de conducción de agua potable a Talara.**

El agua potable es conducida a la ciudad de Talara por una línea de  $\phi 24''$  (600 mm.) diseñada para conducir 600 lps, la misma tiene una longitud de 53.41 km. hasta el tanque de almacenamiento N $^{\circ}$  3014 (Capac. 7,692 mt $^3$ ).

A lo largo de la línea se encuentran ubicadas las estaciones de bombeo N $^{\circ}$  1 y N $^{\circ}$  2, cámara de carga, etc., las mismas que se detallan a continuación:

**Km. 1+960:** Se ubica 1 tee, para abastecer el agua por una tubería de eternit de  $\phi 8''$  a las localidades de Amotape y Tamarindo.

**Km. 8+666:** Se ubica la estación de bombeo N $^{\circ}$ 1, la que recibe el agua de la planta de tratamiento por gravedad en una cisterna de 600 mt $^3$ . de capacidad donde se localizan las succiones de 4 bombas centrífugas de eje horizontal (3 impulsores) que impulsan el agua a la estación N $^{\circ}$ 2. Se trata de 4 grupos que son idénticos

entre sí y cada uno de ellos está constituido de los siguientes elementos:

<b>Bomba:</b>	<b>Marca</b>	<b>RATEAU</b>
	<b>Tipo</b>	<b>IMPJ-42.3</b>
	<b>H.N.B.</b>	<b>8.3 m.</b>
	<b>Caudal</b>	<b>200 lps(720m3/h)</b>
	<b>Alt. din.tot.</b>	<b>155 mts.</b>
	<b>R.P.M.</b>	<b>1750</b>
	<b>Rendimiento</b>	<b>0.8 ± 0.03</b>

**Motor Eléctrico:**

<b>Marca</b>	<b>ALSTHOM BELFORT</b>
<b>Tipo</b>	<b>V</b>
<b>Voltios</b>	<b>600 V.</b>
<b>Potencia</b>	<b>450 Kw.</b>
<b>R.P.M.</b>	<b>1,788</b>
<b>Frecuencia</b>	<b>60 Hz.</b>

Cuenta asimismo con equipos auxiliares y control para mandos y protección eléctricos como: disyuntores de aceite, sistema antiarriete, cuatro compresores, ventiladores, electro-válvulas motorizadas y equipo de radiocomunicaciones.

**Km. 16+760:** Se ubica la estación de bombeo NQ2 la misma que está equipada e instalada en condiciones

idénticas en las referidas a la estación NQ1, que permiten bombear agua hacia la cámara de carga.

**Km. 24+631:** Se ubica la cámara de carga, reservorio de 700 mt<sup>3</sup>, de donde el agua es conducida por gravedad hacia el tanque 3014 haciendo un recorrido total 53,410 mt. Asimismo, delante de esta cámara se encuentran ubicadas derivaciones para abastecer de agua a la localidad de Negritos y a la industria Petroquímica de Talara.

**Km. 51+150:** Existe una derivación de  $\phi 20''$  (500mm.) de 2,970 mts. que abastece a los reservorios NQ 3335 (Capac. 12,985 m<sup>3</sup>), NQ 307 (Capac. 9,430 mt<sup>3</sup>) y el tanque NQ 156016 (24,000 mt<sup>3</sup>) los mismos acumulan el agua para la refinería de PetroPerú.

**Km. 53+410:** Se ubica el reservorio NQ 3014 (Capac. 7,661 mt<sup>3</sup>) que abastece de agua a la población y sectores comerciales de Talara.

**b) Línea de conducción de agua potable a Paita.**

El agua potable que sale de la Planta de Tratamiento es depositada en la unidad de almacenamiento ex-

sedimentador de la antigua planta de tratamiento mediante una tubería de  $\phi 24''$  de F°F° y llega por gravedad. Esta unidad de 2,220 mt<sup>3</sup> se conecta a su vez con la cisterna adyacente de 163 mt<sup>3</sup>, en la cual se ubica la estación de bombeo de mejoramiento a Paita, que consta de 3 equipos de bombeo y cuyas características son las siguientes:

<b>Bombas:</b>	<b>Marca</b>	<b>Hidrostral</b>
	<b>Modelos</b>	150-315-14
		150-315-9
		150-315-9
	<b>Series:</b>	123340 M1
		123340 M2
		123340 M3
	<b>Caudales:</b>	105 lps(720m <sup>3</sup> /h)
	<b>Alt. din.tot.</b>	55 mts.

**Motores Trifásicos:**

<b>Marca</b>	<b>Delcrosa</b>
<b>Modelos:</b>	NV280S4
<b>Series:</b>	123340 M1
	123340 M2
	123340 M3
<b>H.P.</b>	125
<b>Voltios</b>	220/440 V.
<b>R.P.M.</b>	1,765



<b>Frecuencia</b>	60 Hz.
<b>Amp.</b>	310/155
<b>Conex</b>	▲▲/▲
<b>Aisl.</b>	B
<b>Norma</b>	IEC: P-34

Diámetro de succión:  $\phi 8''$  (se instaló una reducción de  $\phi 12''$  a  $\phi 8''$ , para aumentar el diámetro de la succión).

Diámetro de impulsión:  $\phi 6''$  (se instaló una reducción de  $\phi 10''$  a  $\phi 6''$ , para aumentar el diámetro de la tubería de impulsión).

De la cisterna de la planta antigua se succionan 225 lps. que son bombeados hacia la localidad de Paita a través de 2 líneas de conducción: una línea de  $\phi 10''$  y una línea de  $\phi 16''$  ambas de asbesto cemento. Adicionalmente hay una línea de  $\phi 4''$  que sale directamente del reservorio apoyado a la población de El Arenal y otra de  $\phi 6''$  que sale hacia la localidad de La Huaca a quienes abastece por gravedad. Debido a la poca presión que se obtiene al enviar el agua por gravedad hacia la localidad de La Huaca, se ha instalado un by pass de tal manera que

permite inyectar agua a presión desde la línea de  $\phi 16''$  lo que origina una pérdida de caudal al inicio del bombeo de aproximadamente 20 lps.

Ambas líneas durante su recorrido abastecen a los anexos de Paita, como son Pueblo Nuevo de Colán, Colán, avícolas, empresas de procesamiento de especies marinas, conexiones domiciliarias y otras, debido a esta demanda el caudal y presión disminuyen, y según pruebas de campo de presión y caudales se ha determinado el estado actual de la gradiente hidráulica en ambas líneas por la cual se determinó:

Caudales de llegada a Paita:

Línea de  $\phi 10''$ : 40 lps.

Línea de  $\phi 16''$ : 132 lps.

Presiones:

Línea de  $\phi 10''$ : Km. 24+500= 0.0 mt.

Línea de  $\phi 16''$ : Km. 23+000= 0.0 mt.

La longitud de la línea de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  es de 25,408.70 mt. cada una, debido a que las dos líneas están tendidas en forma paralela.

La descripción del recorrido de ambas líneas de conducción es la

siguiente (ver diagrama N<sup>o</sup> III.1):

**Km. 0+000:** Sale de la cisterna de la planta de tratamiento del S.E.P.T. una tubería de  $\phi 24''$  (600mm.) de F<sup>o</sup>G<sup>o</sup>; la cual transporta el agua por gravedad al ex-sedimentador de la planta de tratamiento antigua.

**Km. 0+300:** Aquí se ubica el ex-sedimentador que trabaja como reservorio de almacenamiento de la planta antigua y adyacente a ella se encuentra una cisterna con una estación de bombeo la cual alimenta a las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ .

De la cisterna sale una línea de  $\phi 4''$ , que conduce agua potable a la localidad de El Arenal por gravedad y otra línea de  $\phi 6''$ , que conduce agua potable a la localidad de La Huaca también por gravedad pero la cual está conectada mediante un by pass a la línea de  $\phi 16''$  y que permite inyectar agua a presión.

- Línea de  $\phi 10''$ , conduce agua potable a la localidad de Paita, conducción por bombeo, con tubería tipo asbesto-cemento, clase 105.

- Línea de  $\phi 16''$ , conduce agua

potable por bombeo a la localidad de Paita y anexos, con tubería tipo asbesto- cemento, clase 105.

**Km. 2+000:** Se encuentra un empalme en la línea de  $\phi 16''$  mediante una abrazadera de  $\phi 16'' \times 6''$ , donde se conecta la línea de conducción de  $\phi 6''$  que conduce un caudal de 15 lps. para alimentar a un reservorio apoyado de 420 mt<sup>3</sup>., para la localidad de Pueblo Nuevo de Colán.

**Entre km. 2+000 y 12+700:** En las líneas de conducción por bombeo de  $\phi 16''$  se ubican 2 conexiones de  $\phi 1''$  y  $\phi 2''$ , y en la de  $\phi 10''$  conexiones de  $\phi 1''$ ,  $\phi 3/4''$  y 2 de  $\phi 1/2''$ .

**Km. 12+700:** En este punto se ubica un empalme mediante una abrazadera de  $\phi 16'' \times 6''$  donde se conecta una línea de conducción de  $\phi 6''$ , de la cual se bifurca otra línea de conducción del mismo diámetro que alimentan los reservorios apoyados de 100 mt<sup>3</sup>. y 20 mt<sup>3</sup>. respectivamente para la localidad de Colán.

**Entre Km. 12+700 y 25+000:** En las líneas de conducción se ubican conexiones de empalme a diferentes

empresas como son avícolas y de proceso de productos hidrobiológicos, entre otras:

$\phi 16''$  : 2 de  $\phi 3/4''$ , 8 de  $\phi 1''$ , 6 de  $\phi 2''$  y 1 de  $\phi 4''$ .

$\phi 10''$  : 1 de  $\phi 1/2''$ , 1 de  $\phi 3/4''$ , 2 de  $\phi 1''$  y 2 de  $\phi 2''$ .

**Km. 25+000:** En este punto se ubica una caseta de bombeo de agua potable llamada Caseta Tablazo de 120 mt<sup>3</sup> de volumen (ver fotog. NQIII.19) que se alimenta de las líneas de conducción por bombeo de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ . Esta Caseta brinda servicio a la zona alta de Paita a través de una línea de impulsión de  $\phi 6''$  de A.C. Clase 105 y que en promedio bombea 30 lps., otra línea de impulsión de  $\phi 6''$  A.C. Clase 105 que alimenta un reservorio apoyado de 185 mt<sup>3</sup>. para la caleta de Yacila y el balneario Los Cangrejos.

**Entre km. 12+700 y R1 (Reservorio 1):** En este tramo se empalman en su mayoría conexiones domiciliarias que son:

$\phi 16''$  : 1 de  $\phi 1''$  y 1 de  $\phi 2''$ .

$\phi 10''$  : 7 de  $\phi 1/2''$ , 1 de  $\phi 1''$  y 1 de  $\phi 2''$ .

#### 3.1.1.4 Reservorios

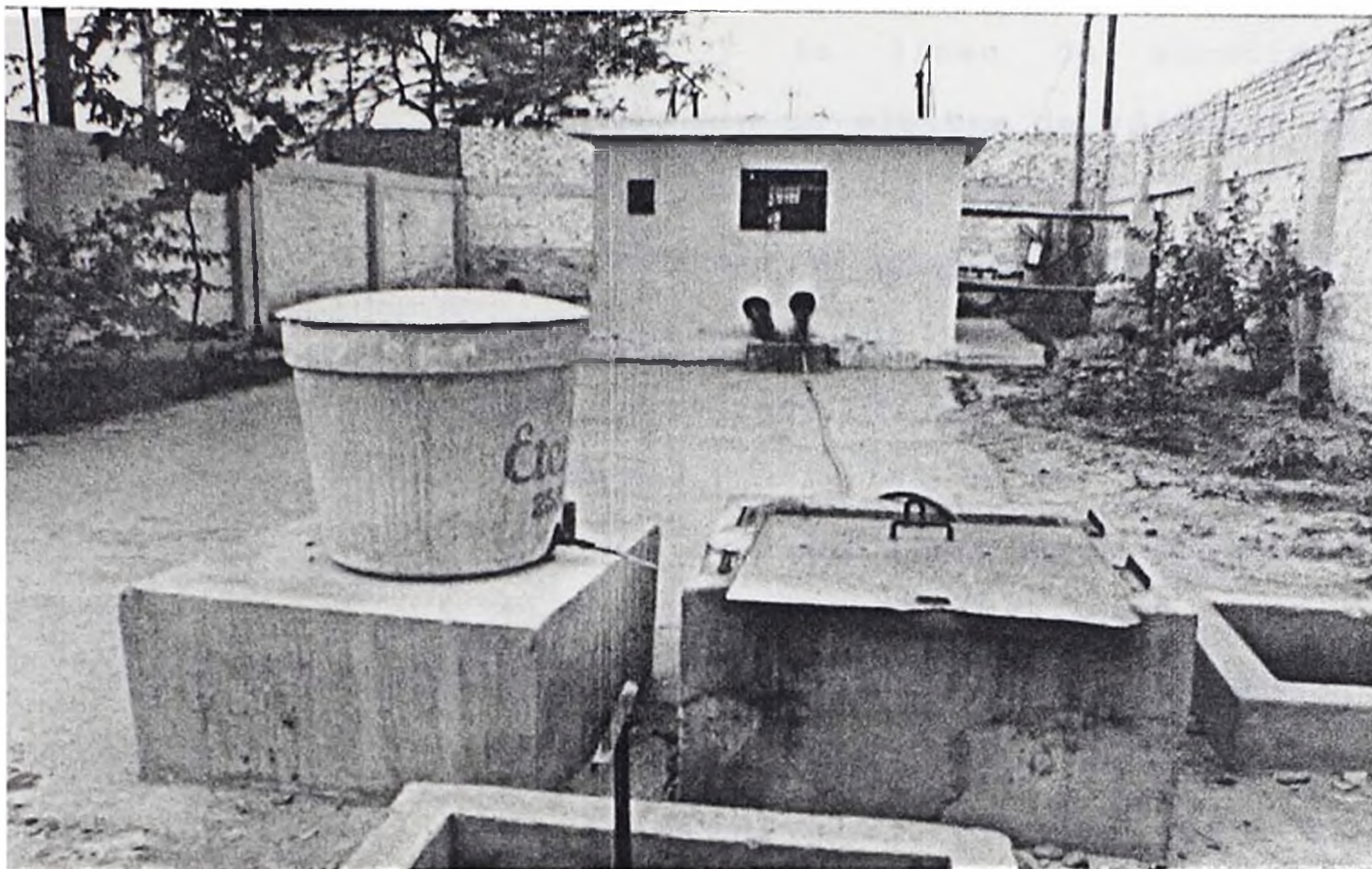
La localidad de Paita cuenta con una capacidad de almacenamiento (reservorios) total de 6,638 mt<sup>3</sup>. y que en la actualidad se encuentran operativos (ver plano NQ III.2).

Dichas unidades de almacenamiento son:

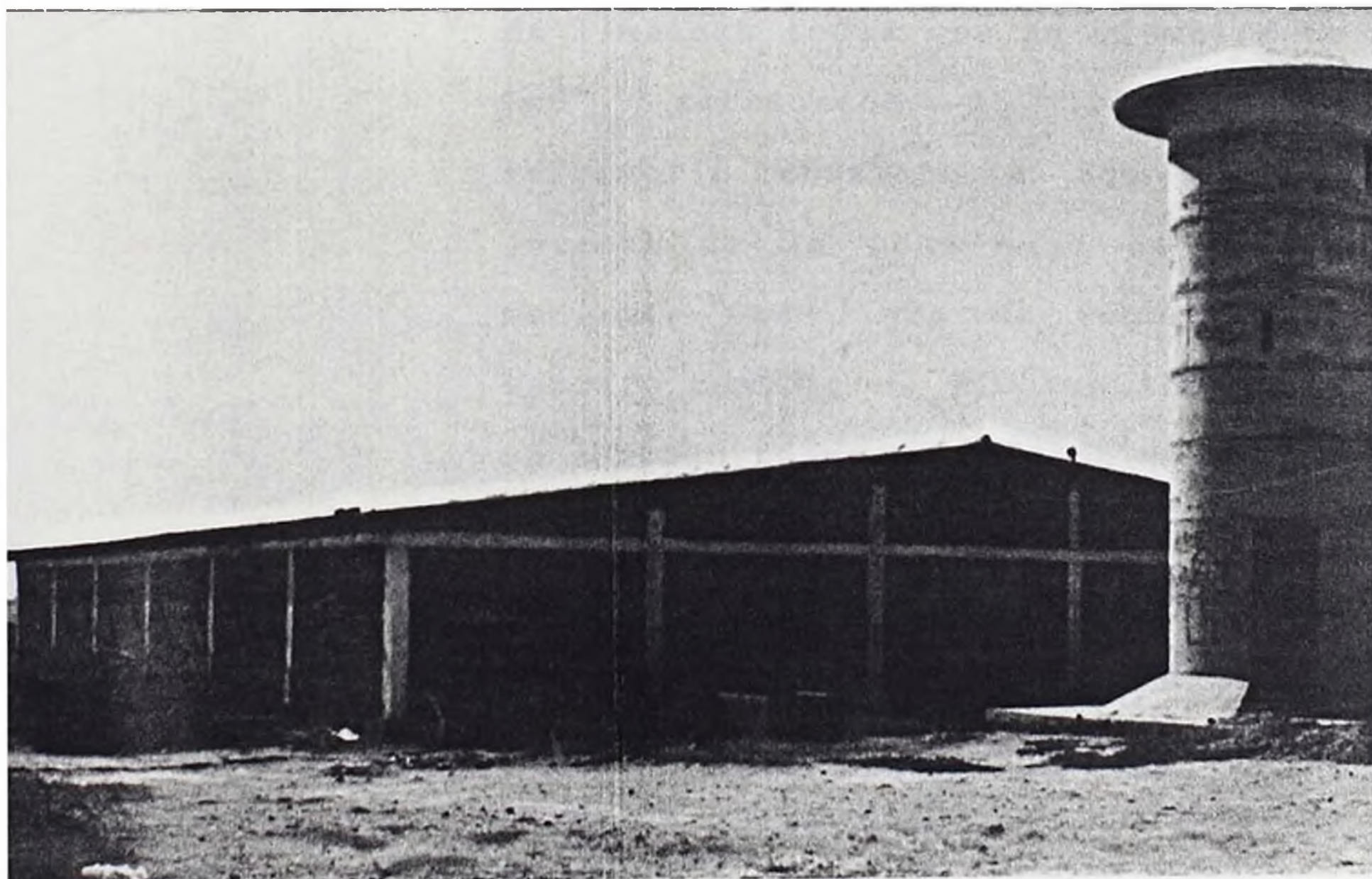
a) Reservorio enterrado (R1): Se alimenta de las dos líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  respectivamente provenientes de la planta de tratamiento del S.E.P.T. y tiene una capacidad de almacenamiento de 510 mt<sup>3</sup>., este reservorio alimenta a su vez con dos líneas de tuberías de conducción de  $\phi 8''$  de F°F° y de  $\phi 6''$  de PVC de 210 mt. aproximadamente cada una al reservorio NQ2 con válvulas de control, a la línea de  $\phi 8''$  se empalma un by pass de la línea de conducción  $\phi 10''$  (ver fotog. NQ III.20).

b) Reservorio enterrado (R2): Tiene una capacidad de almacenamiento de 720 mt<sup>3</sup> y suministra agua potable a la zona urbana (baja de Paita), mediante una línea de aducción de  $\phi 10''$  de F°F° de 70ml, además esta unidad de

FOTOG. Nº III. 19  
ESTACION DE BOMBEO DE AGUA POTABLE  
EL TABLAZO



FOTOG. Nº III. 20  
VISTA EXTERNA RESERVORIO Nº 1



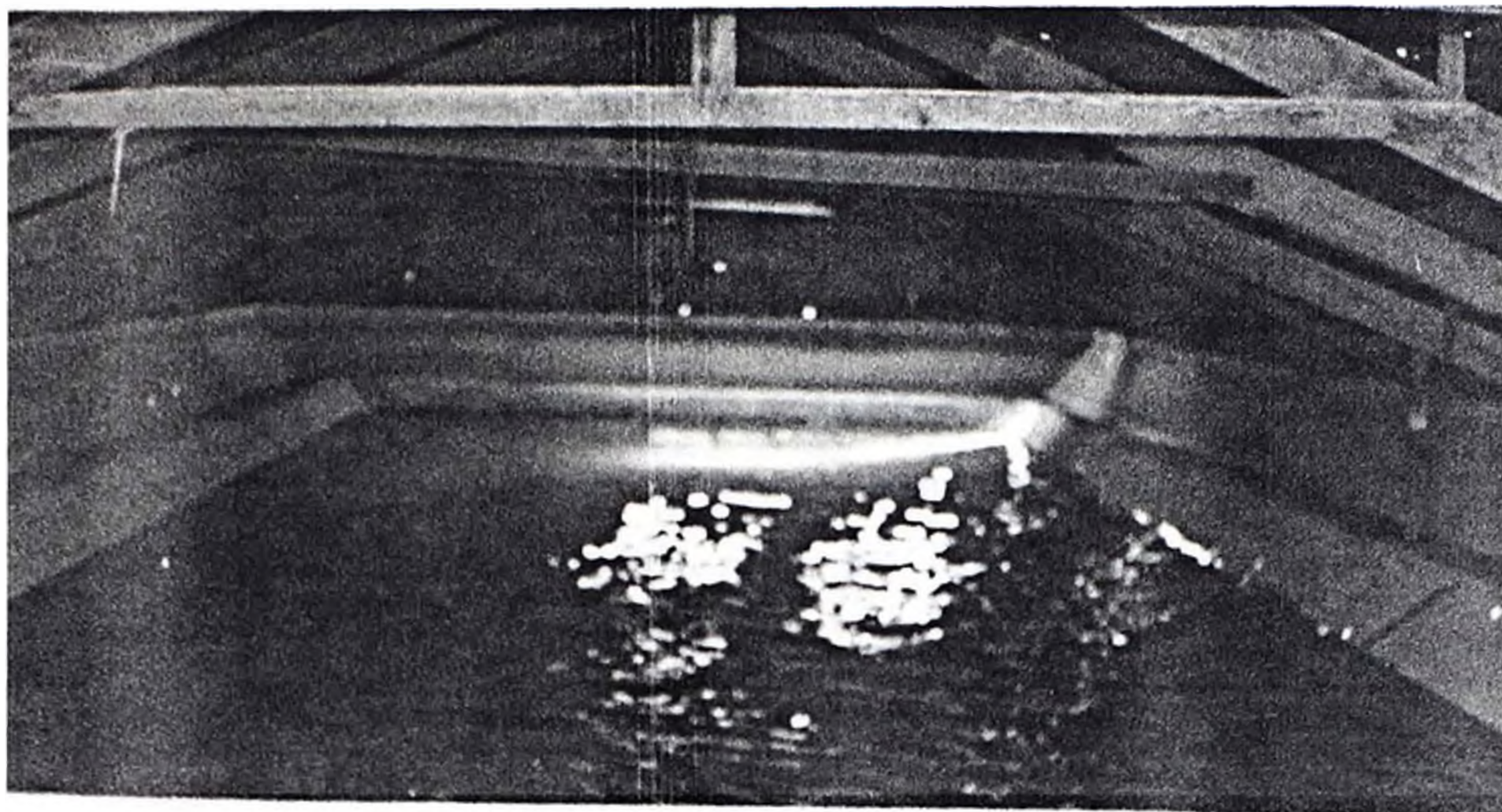
almacenamiento tiene un sistema de by pass de  $\phi 8''$  empalmada entre la línea de ingreso y la línea de aducción, operado con un sistema de válvulas de control (ver fotog. N<sup>o</sup> III.21).

c) Reservorio apoyado (R3): Es de forma circular, de concreto armado con una capacidad de almacenamiento de 1000 mt<sup>3</sup>, se alimenta del reservorio N<sup>o</sup> 1 mediante una línea de  $\phi 16''$  de A.C. C-105 de 242 ml. por medio de una tee de F<sup>o</sup>F<sup>o</sup> de  $\phi 16'' \times 14''$ . Esta línea también posee un by pass el cual se empalma a la línea de conducción de  $\phi 16''$ . Es operado con un sistema de válvulas de control de ingreso, salida, by pass y de limpieza todas con un diámetro de  $\phi 10''$ , accesorios y niples. Este reservorio abastece a los pueblos jóvenes de la zona baja de Paita, mediante una línea de aducción de asbesto cemento de  $\phi 10''$  con 310 mt. y un segundo tramo de  $\phi 8''$  con 40 mt. de clase 105 (ver fotog. N<sup>o</sup> III.22).

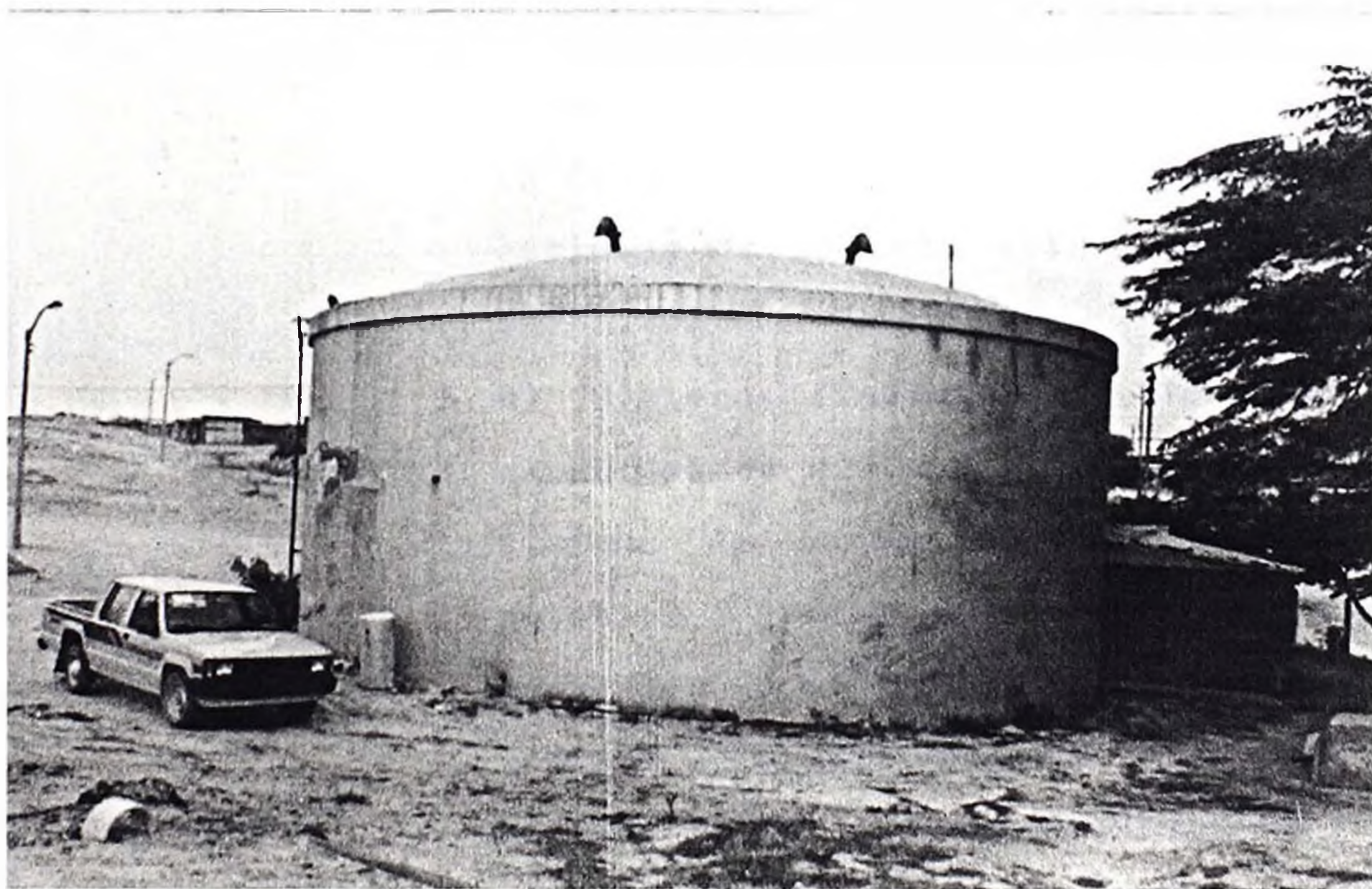
d) Reservorio apoyado (R4): Tiene una capacidad de almacenamiento de 3,500 mt<sup>3</sup>, siendo de concreto armado; se alimenta mediante una línea de



FOTOG. Nº III. 21  
VISTA INTERIOR DE RESERVORIO Nº 2



FOTOG. Nº III. 22  
VISTA DEL RESERVORIO Nº 3

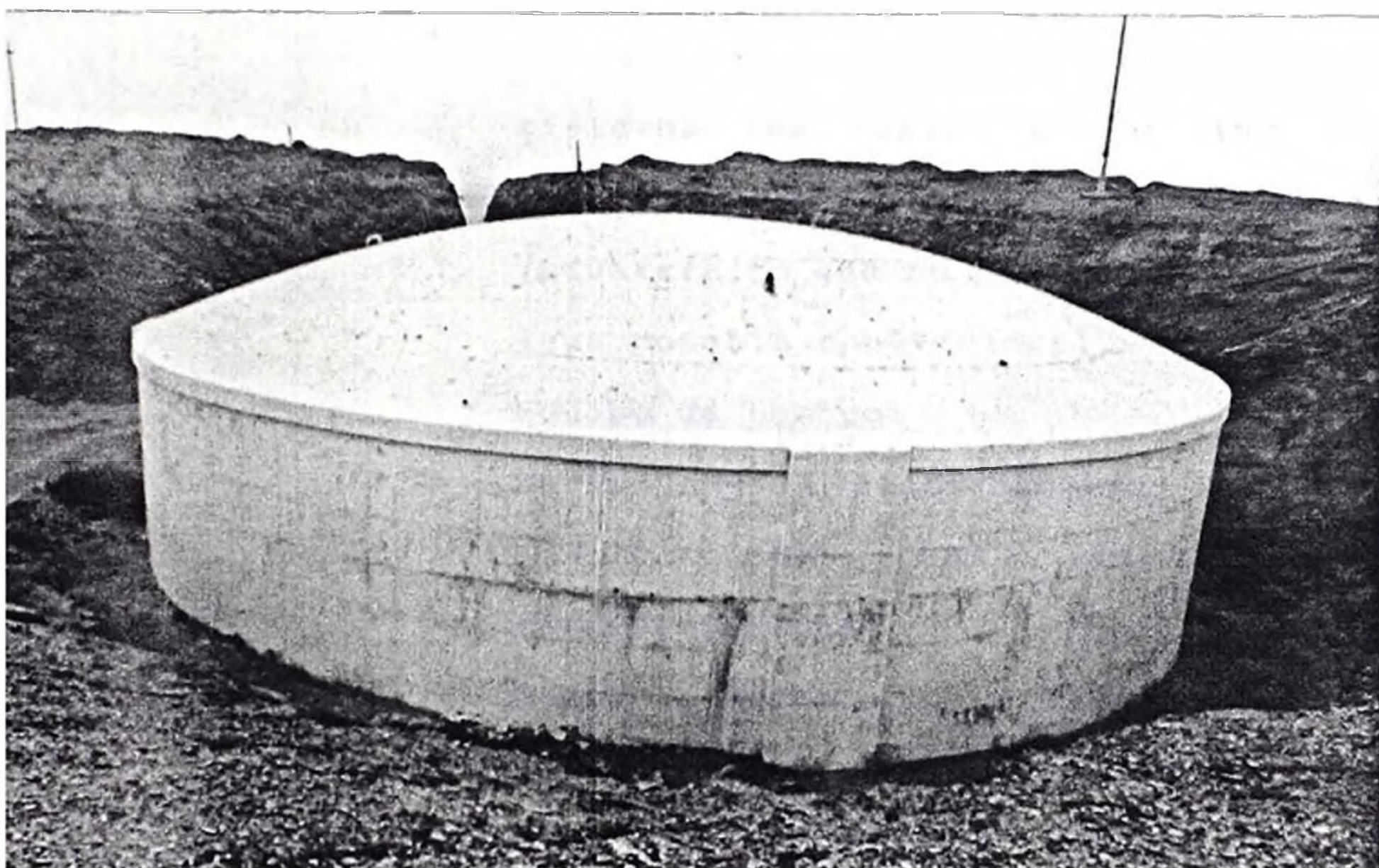


aducción de  $\phi 14''$  de material asbesto cemento de clase 150 y 2,560 mt. de longitud; esta línea se inicia de la tee de  $\phi 16'' \times 14''$  ubicada frente al reservorio N°3, alimentada del reservorio N°1, y se encuentra tendida cruzando arterias céntricas del sector urbano de la zona baja de Paita. Este reservorio es operado mediante un sistema de válvulas de control de ingreso, salida y by pass que son de  $\phi 12''$  y la de limpieza de  $\phi 10''$ .

Esta unidad de almacenamiento abastece a la zona Industrial de la zona baja de Paita, denominado Complejo Pesquero, mediante una línea de aducción de  $\phi 14''$  y de  $\phi 12''$  respectivamente, de material mixto (A.C. y F°dulce), con una longitud estimada de 250 mt. (ver fotografía NOIII.23).

e) Cisterna (Tablazo) : Tiene una capacidad de 120 mt<sup>3</sup>, y mediante un sistema de bombeo suministra agua potable, a través de dos líneas de impulsión de  $\phi 6''$  de material asbesto cemento clase 105 cada una, a la zona alta de Paita en forma restringida y

FOTOG. Nº III. 23  
VISTA DEL RESERVORIO Nº 4



la otra alimenta un reservorio apoyado de 185 m<sup>3</sup> que regula el servicio de agua potable para la caleta de Yacila y el balneario de los Cangrejos (ver fotog. N<sup>o</sup> III.19). Asimismo esta línea brinda el servicio de agua potable a la Empresa Industrial Sindicato Pesquero del Perú ubicada en la caleta de Tierra Colorada.

Además, brinda servicio a camiones cisterna los cuales transportan el líquido elemento a caletas y empresas industriales que no poseen sistema de agua potable convencional.

Equipo de bombeo:

Cuenta con 3 electrobombas, dos de ellas con las siguientes características:

<b>Bombas:</b>	<b>Marca</b>	Hidrostral
	<b>Tipo</b>	50-160-1
	<b>Series:</b>	8602140

**Motores Trifásicos:**

<b>Marca</b>	Delcrosa
<b>Tipo :</b>	NV160M2
<b>Serie:</b>	126364 M3
<b>H.P.</b>	24
<b>Voltios</b>	220/440 v.
<b>R.P.M.</b>	3,490

**Frecuencia**      60 Hz.

**Amp.**              8.9

La tercera con las siguientes características:

**Bombas:**    **Marca**              Hidrostat

**Tipo**              50-160-12

**Series:**            8404313

**Motores Trifásicos:**

**Marca**              Delcrosa

**Tipo :**              NV13252

**Serie:**              1241111M10

**H.P.**                12

**Voltios**            220/440 V.

**R.P.M.**             3,460

**Frecuencia**        60 Hz.

#### **3.1.1.5 Caseta de Bombeo Nueva Esperanza.**

Se ubica al lado Sur del reservorio NQ1 del cual se abastece mediante una línea de succión de  $\phi 4''$ , y consta de un equipo de bombeo de:

Electrobomba de 8.6 HP, tipo monoblock, con sistema de alimentación trifásica.

Abastece de agua potable al A.H. Nueva Esperanza ubicado frente a la zona de reservorios (antigua vía de acceso), con una línea de impulsión de

φ4" clase 7.5 PVC de 60 mt. lineales de longitud.

Este sistema es independiente de los existentes en la zona baja de Paita:

### 3.1.1.6 Redes de Distribución

#### a) Zona Baja:

Las redes de distribución existentes en la Zona Baja comprende el siguiente sistema (ver plano NQIII.3):

- Casco Urbano.- Las redes matrices y secundarias en su mayoría son de material de F°F°, con diámetros entre φ10", φ8", φ6" y φ4", válvulas de interrupción y grifos contra incendio, con una antigüedad aproximada de 40 años. También existen redes secundarias de material de asbesto cemento instaladas en el año 1975; además, en la actualidad se han ejecutado obras de rehabilitación de redes matrices de φ4" reemplazando la tubería existente de F°F° por PVC de clase 7.5. Este sistema abastece al sector urbano.

- Pueblos Jóvenes.- Este sistema

existente fue ejecutado en el año 1975, las redes matrices y secundarias en su totalidad son de asbesto cemento clase 7.5 con diámetros entre  $\phi 10''$ ,  $\phi 8''$ ,  $\phi 6''$ ,  $\phi 4''$ ,  $\phi 3''$  y  $\phi 2''$ , operado con válvulas de interrupción y grifos contra incendio.

En la actualidad se vienen ejecutando obras de rehabilitación progresiva de redes primarias de material de P.V.C., Clase 7.5, como es el caso de los jirones Bolognesi, Argentina, Alfonso Ugarte y Buenos Aires.

Los sectores vecinales que se abastecen de este sistema son:

13 de Julio, San Martín Central, San Martín Occidente, San Martín Oriente, La Merced y San Pedro.

En el cuadro N<sup>o</sup> III.1 se describe el sistema de redes existente en la Zona Baja de Paita.

- **Pueblo Joven Nueva Esperanza:** El tendido total de la red primaria de distribución es de 2,154 ml. de  $\phi 4''$  PVC clase 7.5, con válvulas de control y accesorios de igual diámetro. Abastece a un total de 135 viviendas.

CUADRO N° III.1

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE REDES DE AGUA  
POTABLE EN LA ZONA BAJA DE PAITA

DIAMETRO (pulg)	MATERIAL	LONGITUD (m)
φ 10"	F°F°	640
φ 8"	F°F°	210
φ 6"	F°F°	820
φ 4"	F°F°	4685
φ 10"	A.C.	320
φ 8"	A.C.	20
φ 6"	A.C.	1830
φ 4"	A.C.	5500
φ 3"	A.C.	4850
φ 6"	P.V.C.	250
φ 4"	P.V.C.	458
φ 3"	P.V.C.	193
φ 2"	P.V.C.	180



**b) Zona Alta:**

En las actuales condiciones de operación se abastece de la caseta de bombeo El Tablazo, mediante una línea de impulsión de  $\phi 6"$  de material de asbesto cemento clase 105 con una longitud de 1,280 mt., y que en su recorrido se empalman las redes de distribución de los diferentes AA.HH. y Pueblos Jóvenes.

El sistema de distribución existente no fue diseñado técnicamente, ya que suministra el servicio de agua potable en forma restringida, deficiente y sólo por sectores.

Este suministro es interdiario y con un promedio de 6 hrs. por sector; tanto en algunos predios que cuentan con conexión domiciliaria como a piletas públicas.

Este sistema tiene un limitado número de válvulas de interrupción y no cuenta con grifos contra incendio (ver plano NQ III.4).

Cabe indicar que en los años 1988 y 1991 se ejecutaron habilitaciones urbanas progresivas por la Empresa

Nacional de Edificaciones (ENACE) llamadas Isabel Barreto I y II y la Urbanización Sol y Mar, proyectos que sí contaron con expedientes técnicos y, por consiguiente, con sistemas de agua potable y alcantarillado eficientes que han cumplido criterios técnicos y normas correspondientes.

La red de distribución de agua potable abastece a los pueblos jóvenes que son mostrados en el cuadro NQ III.2.

El sistema existente de agua potable en la zona alta de Paita tiene la descripción que se muestra en el cuadro NQ III.3.

La Urbanización Sol y Mar tiene ejecutado las redes de agua potable descritas en el cuadro NQ III.4.

La Urbanización Isabel Barreto I y II (ENACE) tiene ejecutado el sistema de redes de agua potable descritas en el cuadro NQ III.5.

### **3.1.2 Sistema de alcantarillado.**

#### **3.1.2.1 Zona Baja.**

El sistema existente de alcantarillado en la Zona Baja de

CUADRO Nº III.2

ASENTAMIENTO HUMANOS DE LA ZONA ALTA DE PAITA

COD	N O M B R E	NºLOTES ACTUAL	CONEX. EXIST.		PILET PUBL.
			A.P.	ALC.	
1	I. BARRETO I-ENACE	358	358	358	-
2	I. BARRETO II-ENACE	774	774	774	-
3	A.H. LA MOLINA	161	0	-	2
4	A.H. LAS MERCEDES	165	111	-	-
5	A.H. SAN ISIDRO	328	27	-	7
6	A.H. 8 DE JULIO	156	5	-	4
7	CDAD. PESCADOR SECTOR I	310	161	-	10
8	CDAD. PESCADOR SECT. II	419	210	-	13
9	CDAD. PESCADOR SECT. III	722	121	-	20
10	A.H. 5 DE FEBRERO	328	105	-	9
11	A.H. LOS JAZMINES	71	0	-	3
12	A.H. SAN FRANCISCO	103	8	-	7
13	A.H. EL TABLAZO I	604	481	-	6
4	A.H. EL TABLAZO II	104	0	-	1
15	A.H. JOSE OLAYA	71	0	-	2
16	A.H. LOS PINOS	57	0	-	3
17	A.H. RAMIRO PRIALE	150	0	-	3
18	A.H. HNOS CARCAMO I	251	44	-	3
19	AH. HNOS CARCAMO II	94	2	-	3
20	URB. SOL Y MAR (fut)	220	220	220	-
21	URB. EMPL. MUNICIPAL. (fut)	120	-	-	-
	T O T A L	5,566	2,627	1,352	96

**CUADRO Nº III.3**

**DESCRIPCION DEL SISTEMA DE REDES DE AGUA  
POTABLE EN LA ZONA ALTA DE PAITA**

DIAMETRO (PULG)	MATERIAL	LONGITUD (m)
φ 6"	A.C.	1,765
φ 4"	A.C.	7,529
φ 3"	A.C.	1,918
φ 6"	P.V.C.	3,160
φ 4"	P.V.C.	6,951
φ 3"	P.V.C.	3,003
φ 2"	P.V.C.	7,780

CUADRO III.4

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE REDES DE AGUA  
POTABLE EN LA URB. SOL Y MAR DE LA ZONA  
ALTA DE PAITA

REDES PRIMARIAS		
DIAMETRO (PULG)	MATERIAL	LONGITUD (m)
Ø 4"	A.C. - CLASE 7.5	1,494

REDES SECUNDARIAS		
DIAMETRO (PULG)	MATERIAL	LONGITUD (m)
Ø 3"	A.C. - CLASE 7.5	1,618

CUADRO 111.5

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE REDES DE AGUA  
POTABLE EN LA URB. ISABEL BARRETO I Y II  
(ENACE) DE LA ZONA ALTA DE PAITA

REDES PRIMARIAS		
DIAMETRO (PULG)	MATERIAL	LONGITUD (m)
φ 6"	A.C. - CLASE 7.5	115
φ 6"	P.V.C. -CLASE 7.5	3,159
φ 4"	A.C. - CLASE 7.5	335
φ 4"	P.V.C. -CLASE 7.5	3,846

REDES SECUNDARIAS		
DIAMETRO (PULG)	MATERIAL	LONGITUD (m)
φ 3"	P.V.C.-CLASE 7.5	1,048
φ 3"	A.C. - CLASE 7.5	80

Paita cuenta con una cobertura de servicio de 3,150 usuarios.

La descripción de este sistema existente es la siguiente:

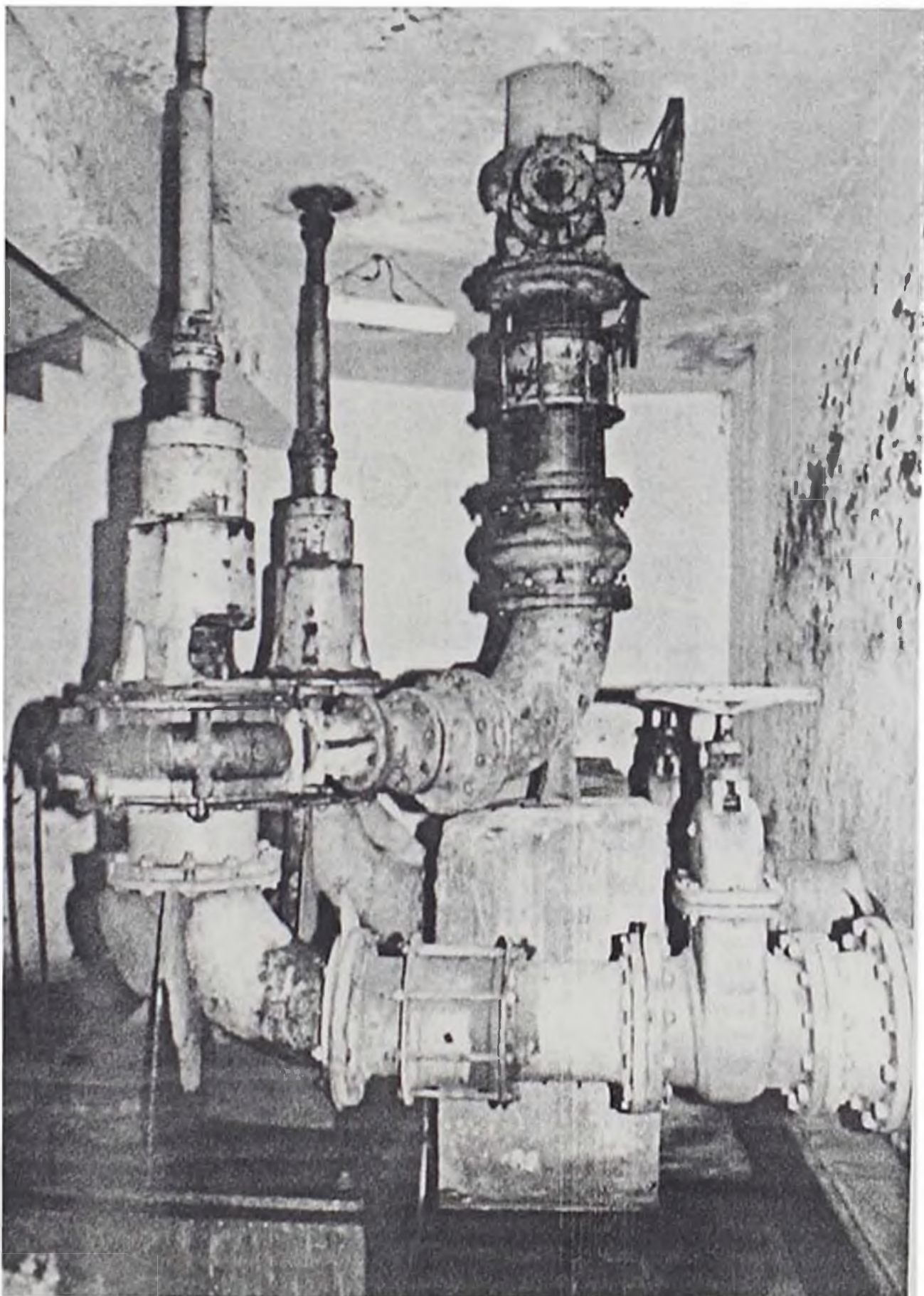
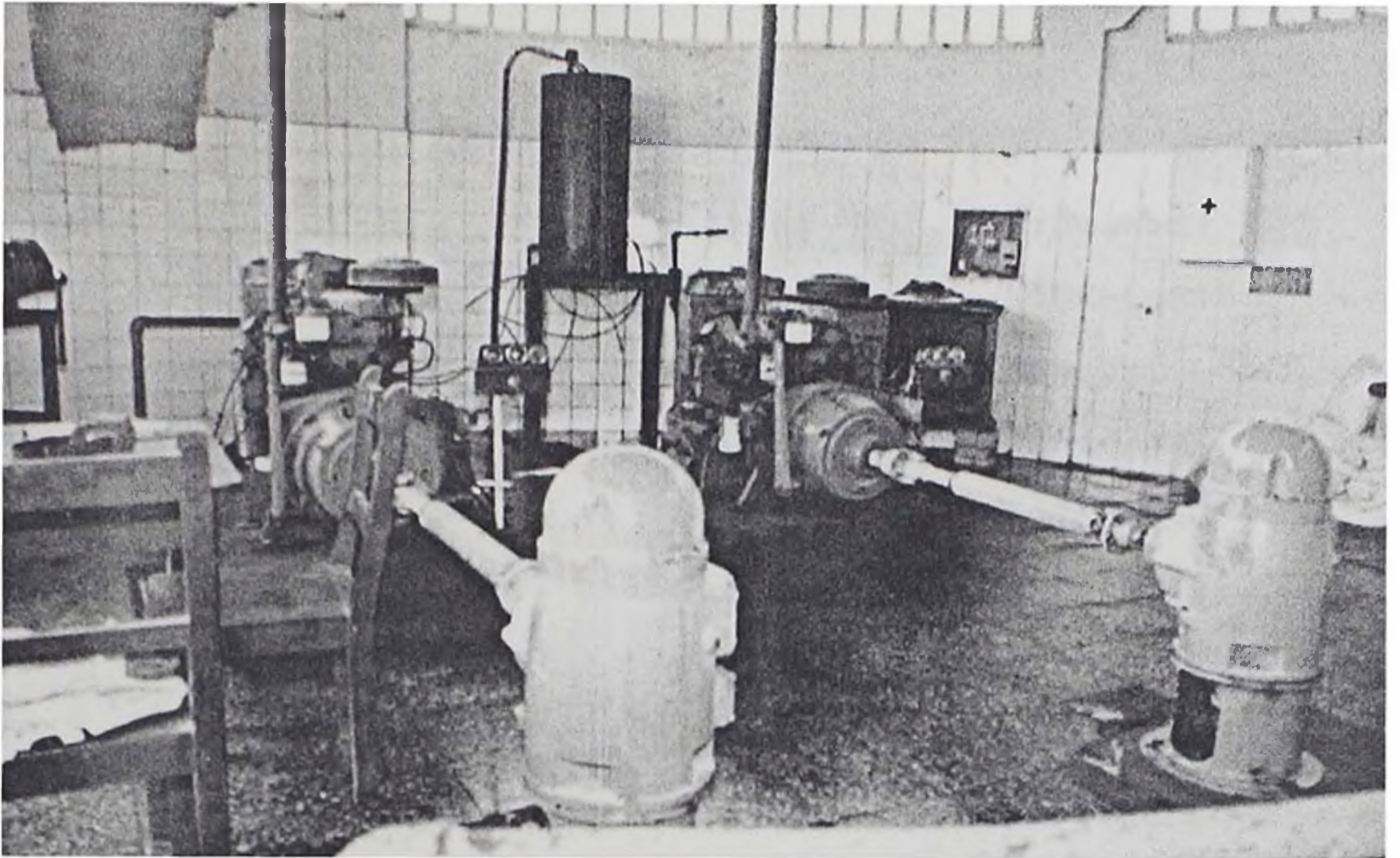
**a) Cámaras de bombeo.**

Actualmente el sistema está compuesto por 3 cámaras de bombeo de aguas residuales las cuales operan en serie y son:

**1.1 Cámara de Bombeo N°1 .-** Está equipada por 2 bombas centrífugas Hidrosta1, accionadas por motores de combustión interna, dicha cámara se encuentra ubicada junto al mar en el malecón Hermanos Cárcamo, la cual recibe las aguas residuales de toda la zona baja de Paita que comprende la zona urbana y pueblos jóvenes (ver fotog. N° III.24 y N°III.25). Las aguas servidas de esta zona baja de Paita, se bombean a través de la tubería de impulsión de  $\phi 10$ " hacia la cámara de bombeo N°2 ubicada en ex-EPSEP (actualmente denominada Empresa Pesquera Región Grau).

Consta de 2 equipos de bombeo.

Cada equipo de bombeo tiene las siguientes características generales:



FOTOGS. N°III.24  
Y N°III.25

EQUIPOS DE  
ELECTROBOMBAS DE  
LA CAMARA DE  
BOMBEO DE AGUAS  
RESIDUALES N°1 DE  
LA ZONA BAJA



**Bombas de sólidos:**

Marca:	Hidrostal
Modelo:	H5DH-L-H4S
Caudal:	60 lps.
H.D.T.:	25 mt.
Velocidad:	1,760 rpm.
Succión:	8"
Descarga:	6"

**Motores Diesel:**

Marca	Perkins
Tipo :	D3152
Modelo:	D 3N2
H.P.	40
R.P.M.	1,700

**Cabezal Mixto "AMARILLO":**

Modelo:	SS40A
HP	40.

También la cámara tiene 1

Electrobomba Sumidero de 2"

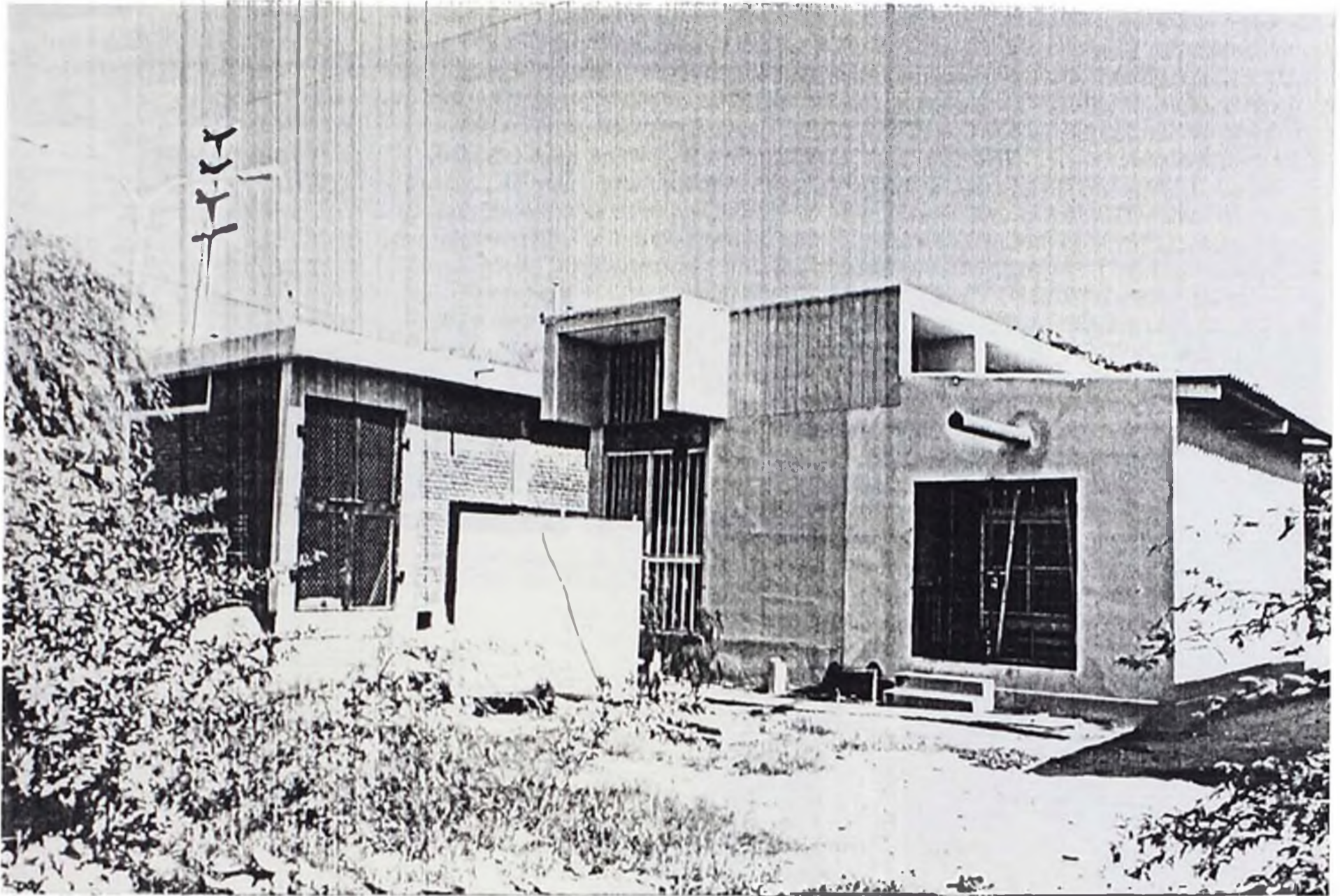
(Monoblock), que consta de:

Bomba:	Marca	Hidrostal
	Tipo	A2D.ET.1.2.
	Serie:	NQ 8104624

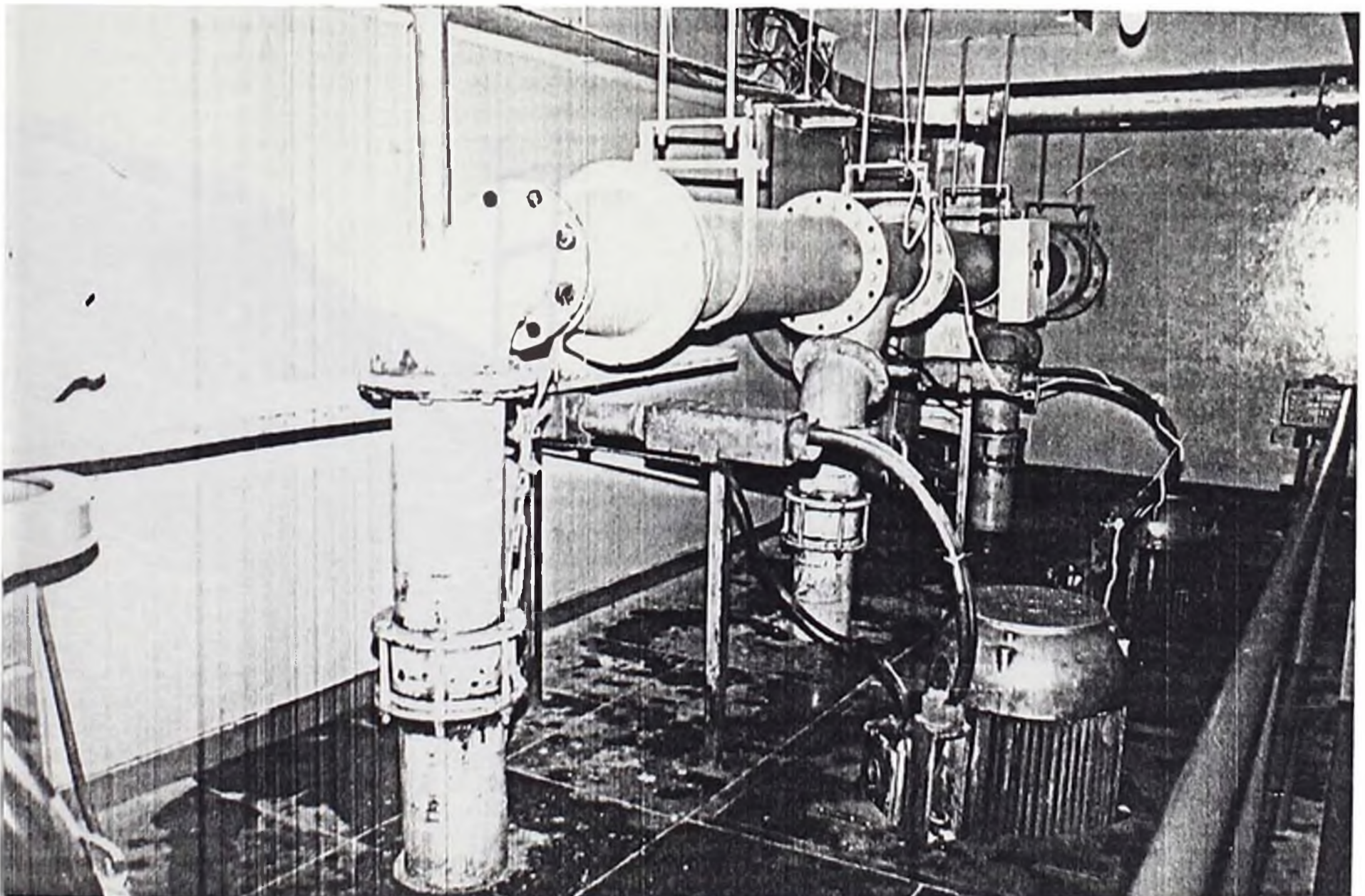
**Motores Trifásicos:**

Marca	Dolcrosa
Tipo :	CVM803
Serie:	NQ 119532M68
H.P.	12

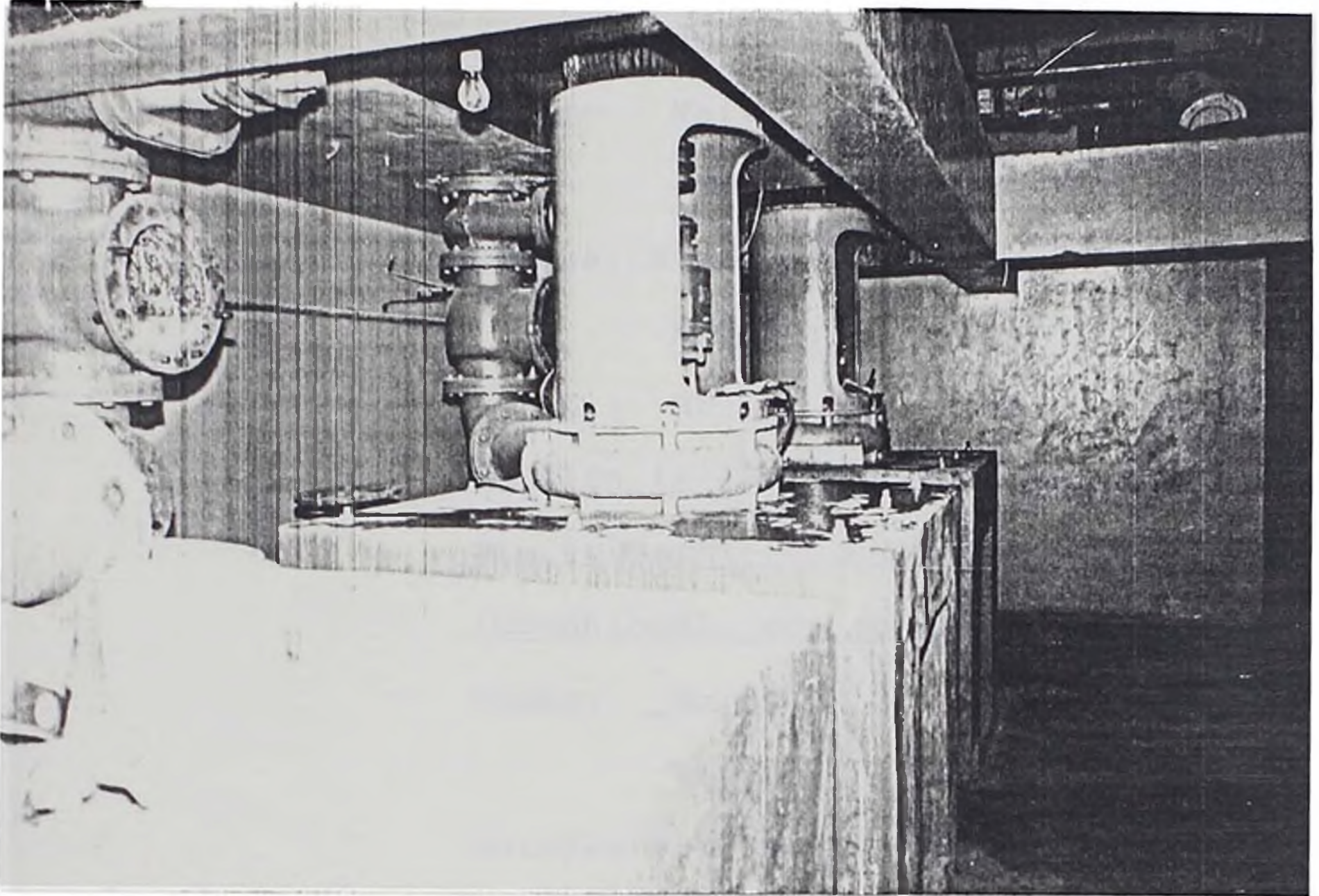
FOTOG. N<sup>o</sup> III.26  
VISTA EXTERNA CAMARA DE BOMBEO DE  
AGUAS RESIDUALES N<sup>o</sup>2



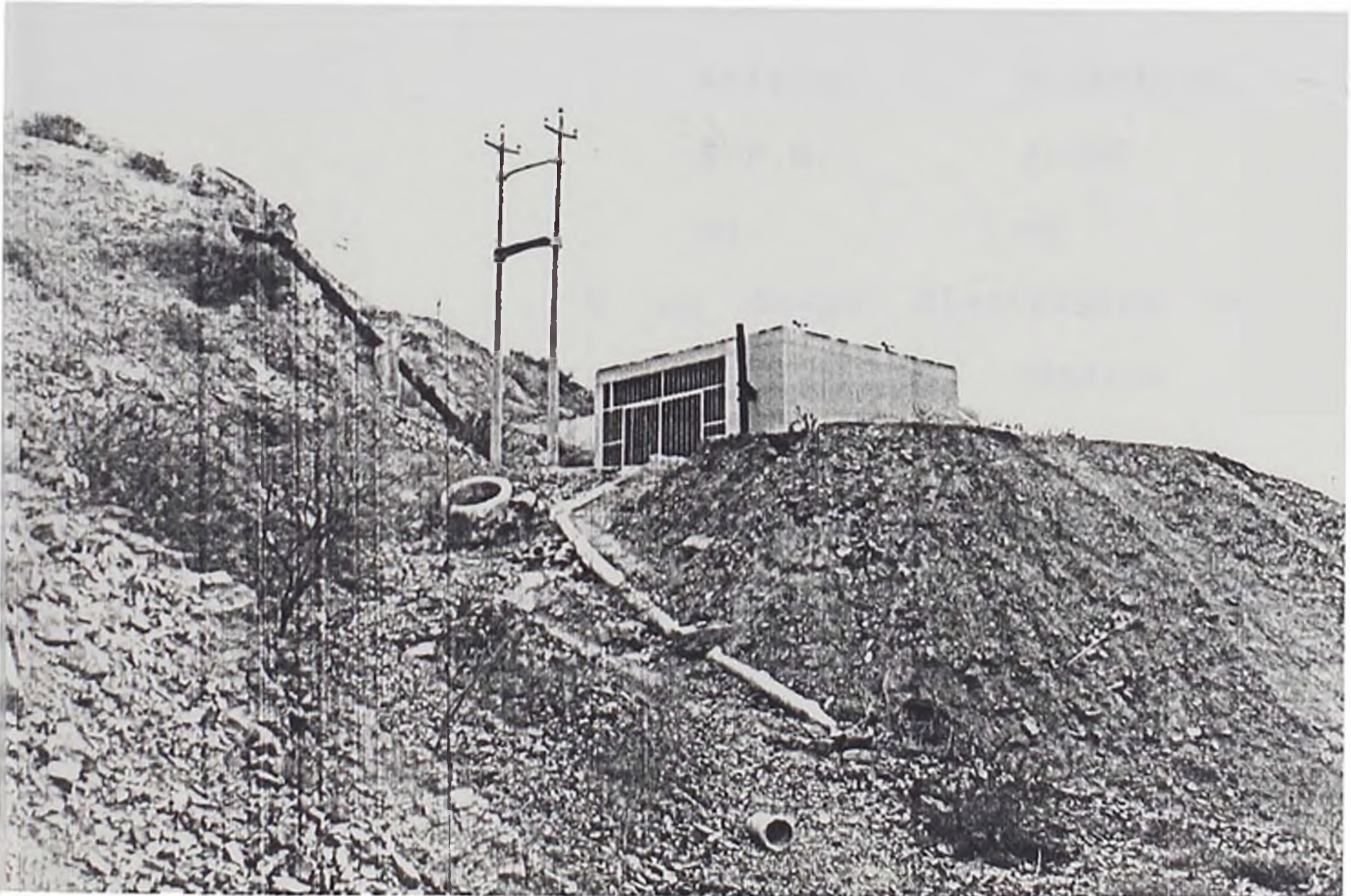
FOTOG. N<sup>o</sup> III.27  
VISTA INTERIOR SEGUNDO NIVEL  
EQUIPOS ELECTRICOS



FOTOG. N<sup>o</sup> III. 28  
VISTA INTERIOR TERCER NIVEL.  
EQUIPO DE BOMBEO (CAMARA N<sup>o</sup> 2)



FOTOG. N<sup>o</sup> III. 29  
VISTA EXTERNA CAMARA DE BOMBEO DE  
AGUAS RESIDUALES N<sup>o</sup> 3



H.P.: 90  
R.P.M.: 1,765  
Hz.: 60  
Voltios: 220/440  
Amperios: 220/110

**Cabezal Mixto "AMARILLO":**

Modelo: SS40A  
HP 40.

También la cámara N<sup>o</sup>2 tiene una Electrobomba Sumidero de 2"  
(Monoblock), que consta de:

Bomba: Marca Hidrostal  
Tipo A2D.ET.1.2.

**Motores Trifásicos:**

Marca Delcrosa  
Tipo : CVM8022  
H.P. 12  
Voltios 220/440 V.  
R.P.M. 3,600  
Hz: 60

Y un Grupo Electrónico marca Kohler de 250 Kw. Modelo 250 ROZD51.

Con Motor marca Detroit- Diesel, Modelo 80637405; 415 HP, 1800 RPM.

1.3 Cámara de Bombeo N<sup>o</sup>3 .- Está equipada con 2 bombas centrífugas tipo Hidrostal las cuales impulsan el

caudal de aguas residuales provenientes de la cámara N<sup>o</sup>2 hacia las lagunas de estabilización, ubicadas en la zona alta de Paita frente a la villa Naval (ver fotogs. N<sup>o</sup>III.29 y N<sup>o</sup>III.30).

Consta de dos electrobombas con las siguientes características:

Electrobomba N<sup>o</sup>1

**Bombas de sólidos:**

Marca:	Hidrostral
Tipo:	H5DL-R-14-VIK
Serie:	N <sup>o</sup> 7604142

**Motor Eléctrico Trifásico:**

Marca:	Delcrosa
Tipo :	NV250M4
Serie:	N <sup>o</sup> 11186M2
H.P.:	90
R.P.M.:	1,765
Hz.:	60
Voltios:	220/440
Amperios:	220/110

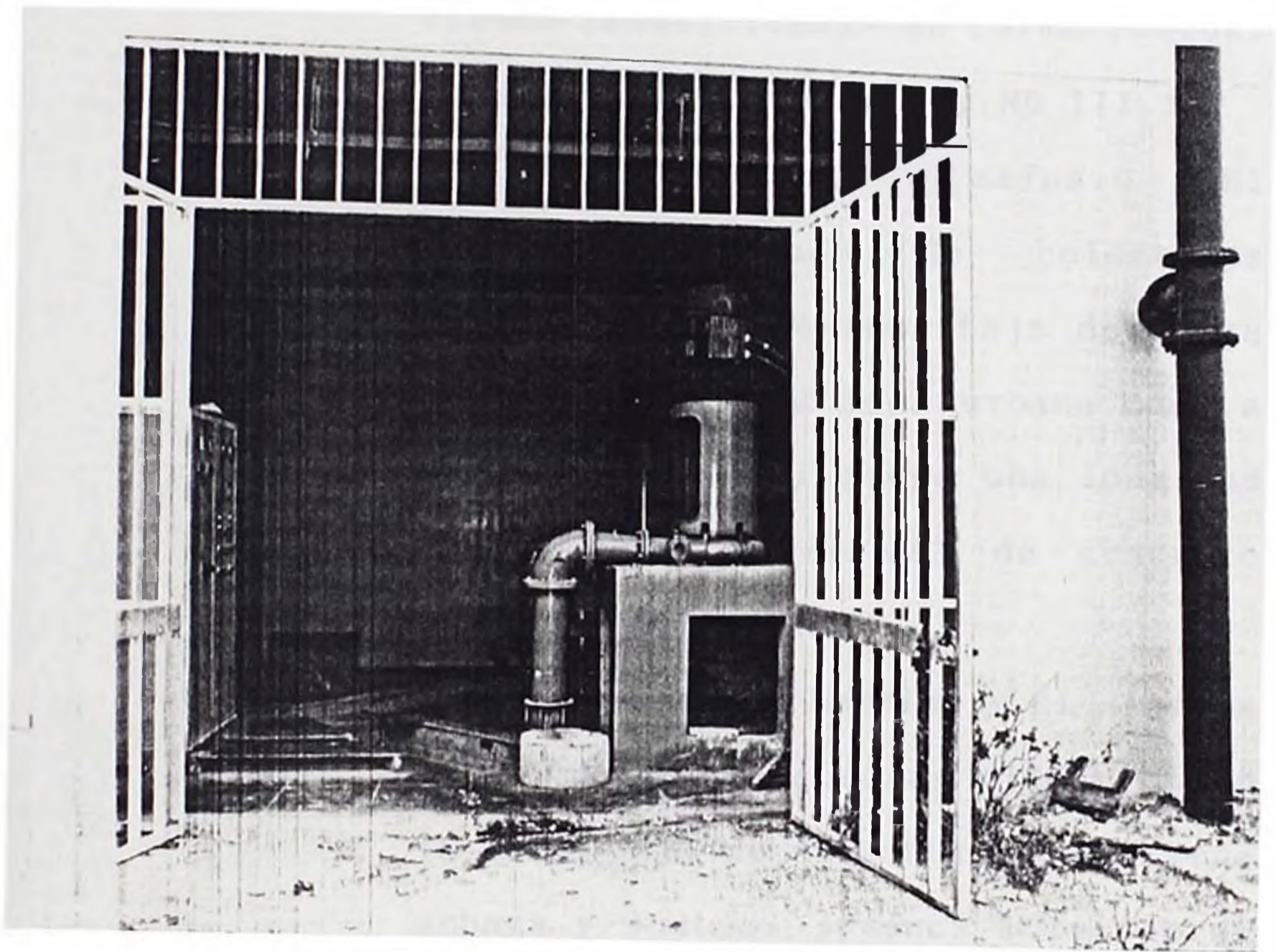
Electrobomba N<sup>o</sup> 2

Bomba:	Marca	Hidrostral
	Serie	7604141.

**Motores Trifásicos:**

Marca	Delcrosa
Tipo :	NV250M4

FOTOG. Nº III. 30  
VISTA INTERNA CAMARA DE BOMBEO DE  
AGUAS RESIDUALES Nº 3



**b) Red general de colectores.**

El sistema de colectores existente en la zona baja de la ciudad de Paita, tiene una antigüedad estimada de 40 años, el cual no brinda un servicio eficiente provocando aniegos públicos e intradomiciliarios, los cuales se vienen rehabilitando en forma puntual y no integral (ver plano N<sup>o</sup> III.5).

**b.1 Colectores Secundarios.-** El sistema instalado de colectores secundarios en la zona baja de Paita abarca tanto a la zona urbana como a pueblos jóvenes y tiene una longitud de 17,674 mt., de  $\phi 8$ " de concreto simple normalizado.

**b.2 Colectores primarios.-** El sistema instalado de colectores primarios en la zona baja de Paita une a la zona urbana y pueblos jóvenes a través de 374 mt. de  $\phi 12$ " de C.R., y 292 mt. de  $\phi 10$ " de C.S.N., que se extiende a lo largo del denominado Jr. Zanjón.

**b.3 Emisor.-** El colector primario del Jr. Zanjón y otros colectores secundarios, por ejm. el del Jr.

Inclán, empalman al emisor que se extiende a todo lo largo del Jr. Jorge Chávez, Plaza de Armas, Malecón Hermanos Cárcamo, para evacuar finalmente el caudal de aguas residuales de la zona baja de Paita a la Cámara de bombeo N° 1. Este emisor tiene una longitud de 198 mt. de  $\phi 20''$  de C.R., y 280 mt. de  $\phi 24''$  de C.R.

#### 3.1.2.2 Zona Alta

La descripción del sistema existente de alcantarillado en la Zona Alta es la siguiente:

Los únicos sistemas existentes de alcantarillado actual en la zona alta de la ciudad de Paita y que se encuentran en servicio son las habilitaciones de ENACE denominadas ISABEL BARRETO I y II con 1,132 conexiones domiciliarias no habitadas a la fecha en un 100%; y una infraestructura instalada que no se encuentra en servicio, la de la Urbanización SOL y MAR, con 220 conexiones domiciliarias (ver plano N° III.6).

A continuación describimos estos



sistemas:

a. Isabel Barreto I :

a.1 Colectores secundarios.- La habilitación ENACE denominada ISABEL BARRETO I, consta de una cobertura de 358 conexiones domiciliarias, con 2,590 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

a.2 Colectores primarios .- Esta infraestructura instalada tiene una longitud de 1,134 metros lineales de tubería de  $\phi 10''$  de diámetro de C.S.N.

a.3 Emisor.- El colector primario termina en el buzón N $\circ$ 117, donde se inicia el emisor con una longitud de 489 metros lineales de  $\phi 14''$  de diámetro de C.R., el mismo que llega a la cámara existente N $\circ$ 4 de ENACE.

b) Isabel Barreto II :

b.1 Colectores secundarios.- La habilitación ENACE denominada ISABEL BARRETO II, consta de una cobertura de 774 conexiones domiciliarias, con 5,258 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

b.2 Colectores primarios .- Esta infraestructura instalada tiene una longitud de 130 metros lineales de

tubería de  $\phi 10''$  de diámetro de C.S.N.

**b.3 Emisor.-** El colector primario termina en el buzón N<sup>o</sup>86, donde se inicia el emisor con una longitud de 1,218 metros lineales de  $\phi 10''$  de diámetro de C.S.N., el mismo que llega a la cámara existente N<sup>o</sup>4 de ENACE.

**c) Urbanización Sol y Mar.-** Esta infraestructura sanitaria de alcantarillado está ejecutada para atender a 220 conexiones domiciliarias, y en el futuro la evacuación de sus aguas residuales se prevee empalmar al buzón N<sup>o</sup> 1 de Enace Isabel Barreto I.

**c.1 Colectores secundarios.-** La urbanización SOL y MAR, consta de una cobertura de 220 conexiones domiciliarias, con 2,808 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

**d) Cámara de bombeo.-** Las habilitaciones ENACE (ISABEL BARRETO I y II), evacúan a través de sus emisores los caudales de aguas residuales hacia la cámara existente N<sup>o</sup>4, la cual se describe a continuación:

- **Cámara de Bombeo N<sup>o</sup>4 (ENACE) .-**

Está equipada con 3 electrobombas centrífugas verticales tipo Hidrostral las cuales actualmente captan y evacúan las aguas residuales de las habilitaciones urbanas de ENACE I y II, a través de una línea de impulsión de  $\phi 10''$ , hacia las lagunas de estabilización, ubicadas en la Zona Alta de Paita frente a la Villa Naval (ver fotogs. N<sup>o</sup> III.31 y III.32).

Las características de los 3 equipos son las siguientes:

a) Motor Eléctrico Delcrosa

Mot.: 3      Tipo: NV16OM82

HP : 18

Códigos: N<sup>o</sup> 131969 M      (1)

N<sup>o</sup> 131969 M3      (2)

N<sup>o</sup> 131969 M2      (3)

RPM: 3480 ; Hz: 60

V : 220/440; A: 27/23.5

IP: 44

b) Bomba Hidrostral.

Tipo: D3K-H-1-D25

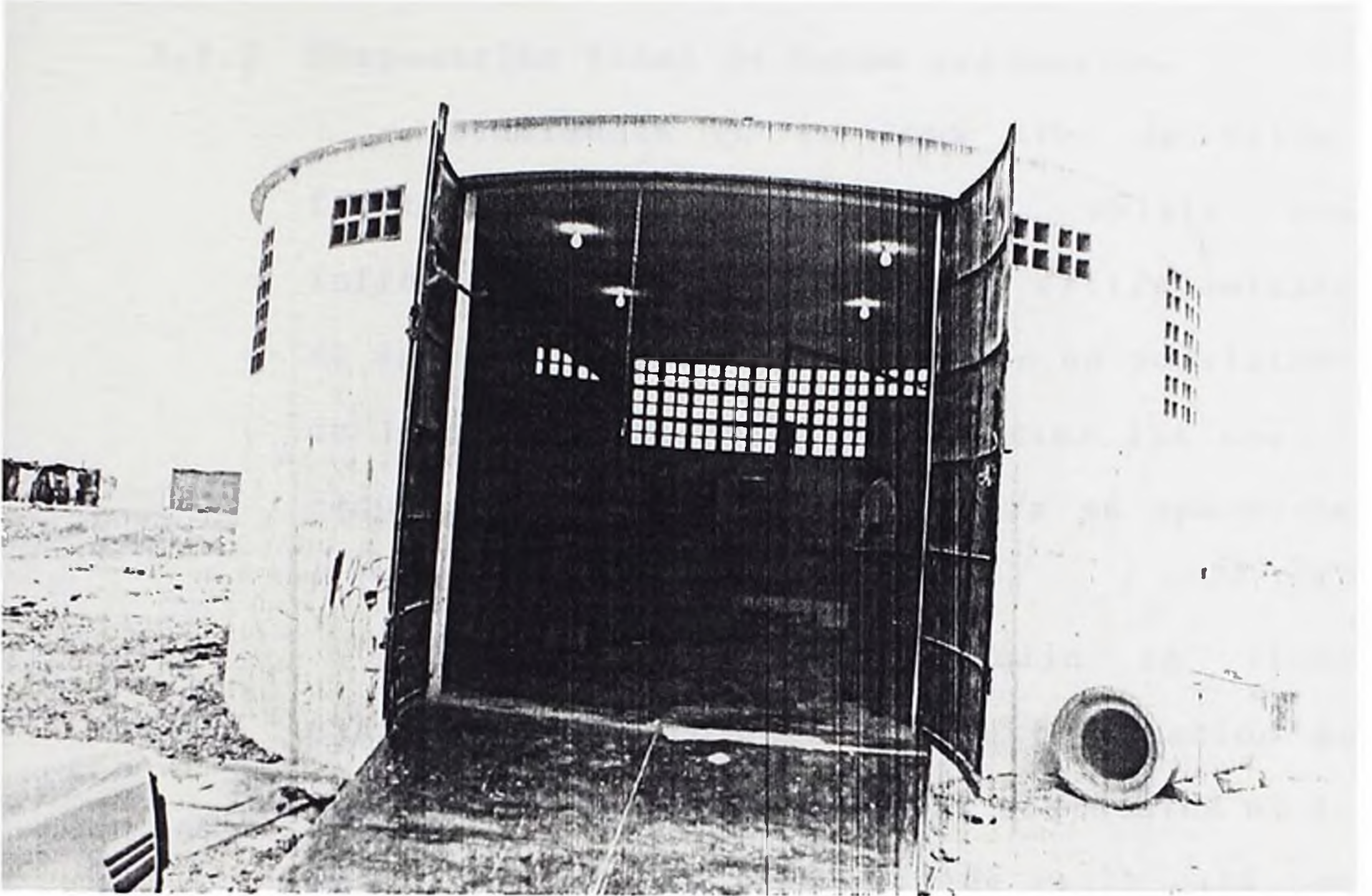
Códigos: N<sup>o</sup> 91060482      (1)

N<sup>o</sup> 91060481      (2)

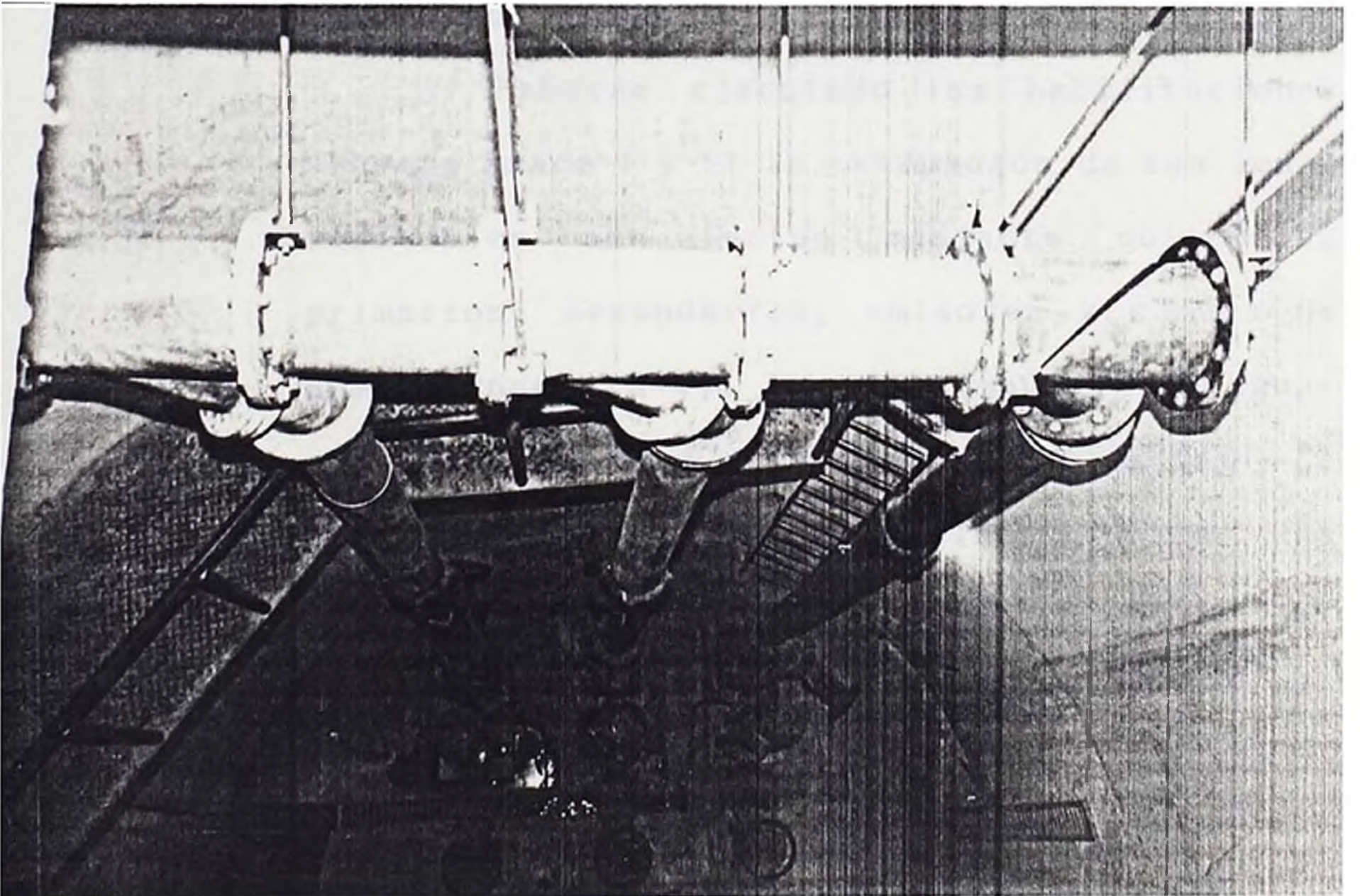
N<sup>o</sup> 91060480      (3)

c) Electro bomba sumidero de 2"

FOTOG. Nº III.31  
VISTA CAMARA DE BOMBEO DE AGUAS  
RESIDUALES Nº4



FOTOG. Nº III.32  
VISTA INTERIOR CAMARA DE BOMBEO  
DE AGUAS RESIDUALES Nº3



Marca: Hidrostral de 1.2 HP

### 3.1.3 Disposición final de aguas residuales.

Actualmente en la Zona Alta de Paita, frente a la Villa Naval, existe una infraestructura instalada para el tratamiento de aguas residuales que consiste en un sistema de lagunas primarias y secundarias las cuales requieren ser rehabilitadas para su operación y funcionamiento.

Complementariamente a ello se viene ejecutando el proyecto de electrificación de las Cámaras de Bombeo de aguas residuales N<sup>o</sup> 1, N<sup>o</sup> 2 y N<sup>o</sup> 3 de la zona baja de Paita para que éstas entren en operación y bombeen las aguas servidas a las lagunas de estabilización una vez rehabilitadas.

Al haberse ejecutado las habilitaciones urbanas Enace I y II la evacuación de sus aguas residuales se efectúa mediante colectores primarios, secundarios, emisores y cámara de Bombeo Enace (N<sup>o</sup>4), la cual impulsa las aguas residuales a través de una línea de  $\phi 10''$  de diámetro de material PVC, clase 7.5 con una longitud de 3,365 metros lineales, hacia las lagunas de estabilización (ver plano N<sup>o</sup> III.7).

### 3.1.3.1 Lagunas de Estabilización

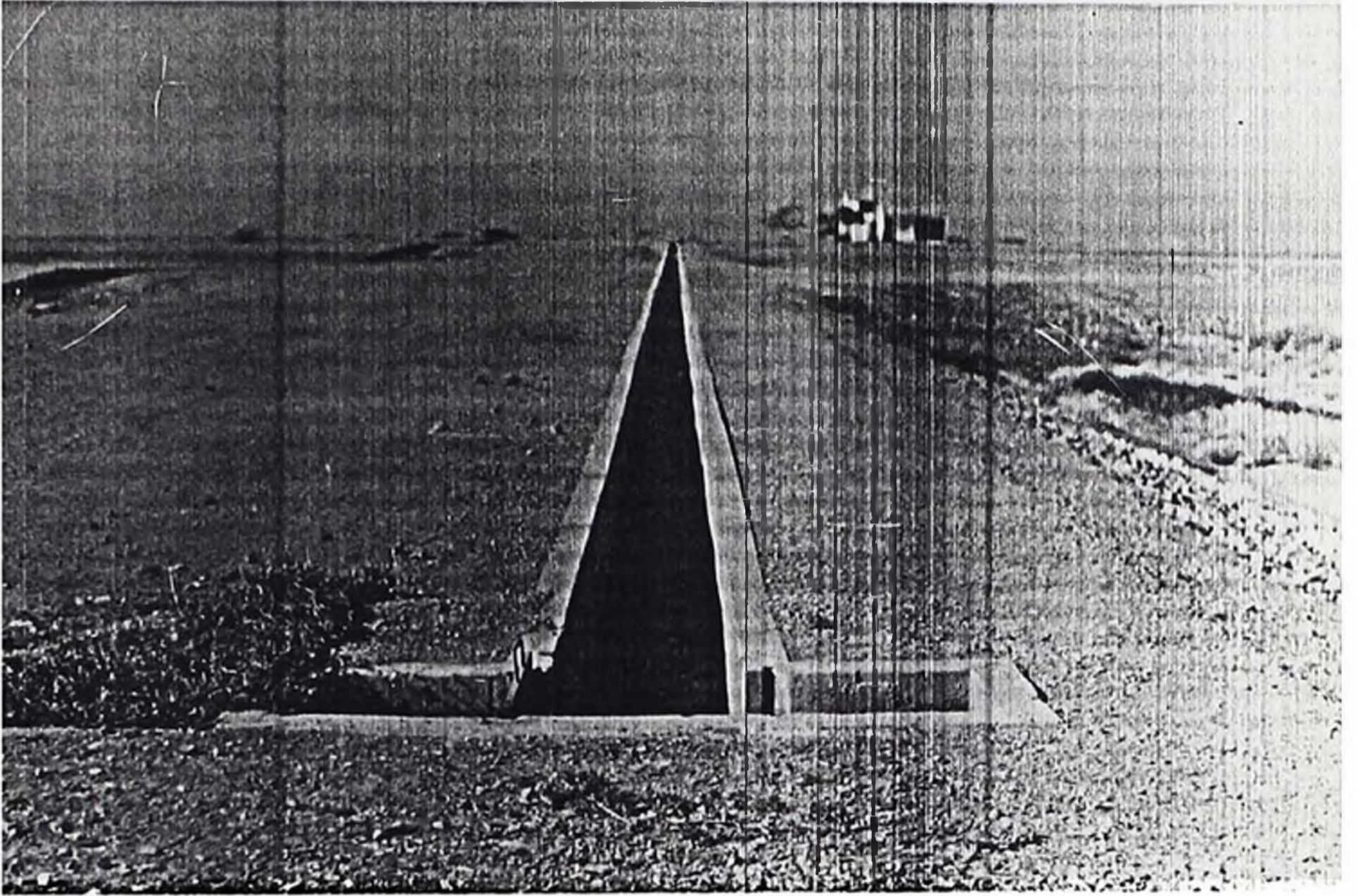
Se localizan en la Zona Alta de Paita, frente a la Villa Naval, seis lagunas primarias y seis lagunas secundarias (ya ejecutadas), divididas de la siguiente manera (ver plano N<sup>o</sup>III.8 y fotog. N<sup>o</sup>III.33, N<sup>o</sup>III.34, N<sup>o</sup>III.35 y N<sup>o</sup>III.36):

En la margen izquierda del canal central se ubican tres lagunas primarias y tres secundarias; en la margen derecha tres lagunas primarias y tres secundarias.

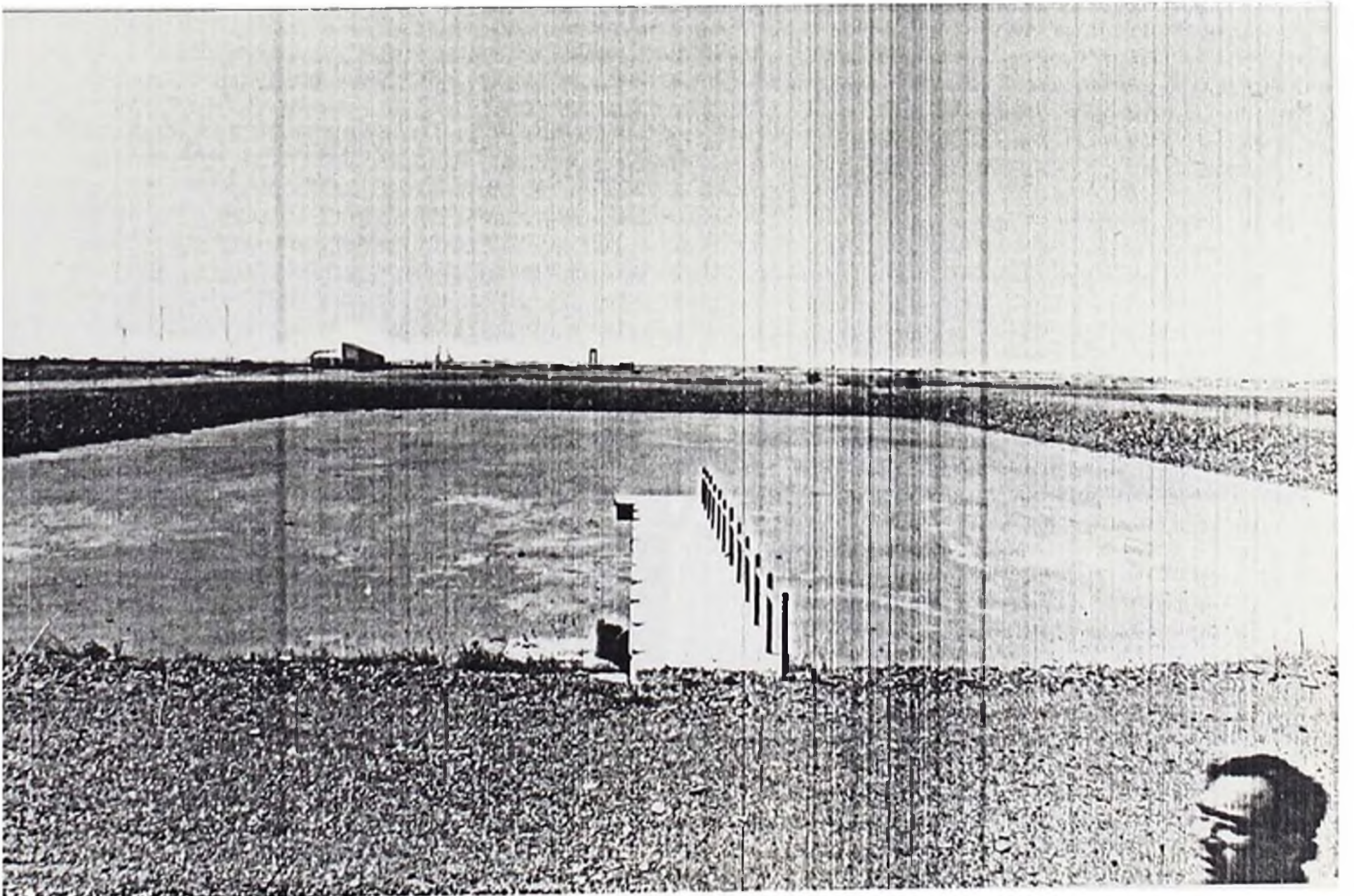
El caudal de aguas residuales crudas son recepcionadas en un canal de concreto simple de sección cuadrada de dimensiones 0.60m. x 0.60 m. y de 205 ml. de longitud, que distribuye caudales a través de compuertas manuales.

El caudal efluente tratado es recolectado por un sistema de alcantarillado que confluye en un buzón de reunión desde donde se recolecta a través de un emisor que evacua estas aguas tratadas al mar.

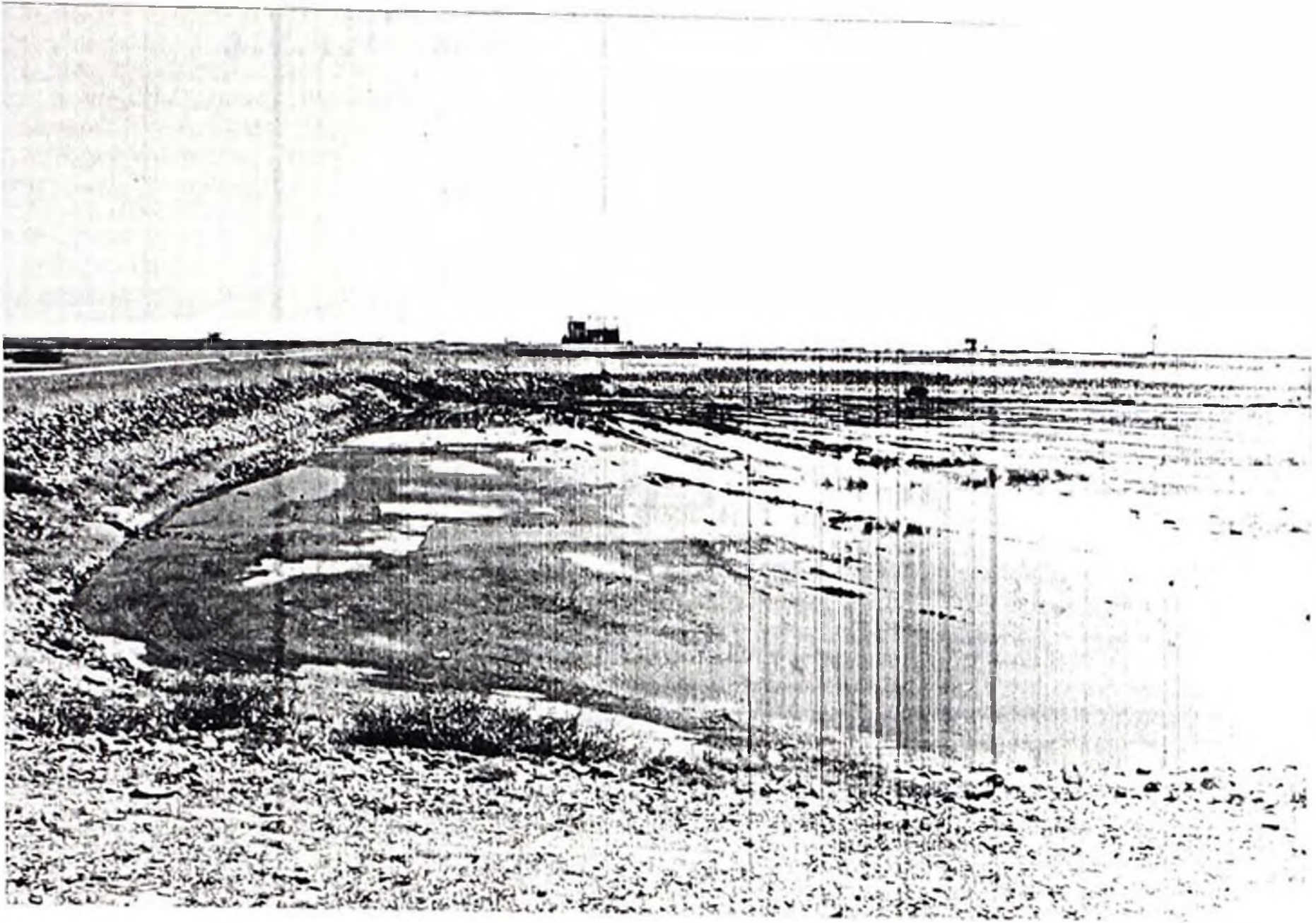
FOTOG. N°III.33  
CANAL DE CAPTACION DE AGUA RESIDUAL,  
CRUDA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION



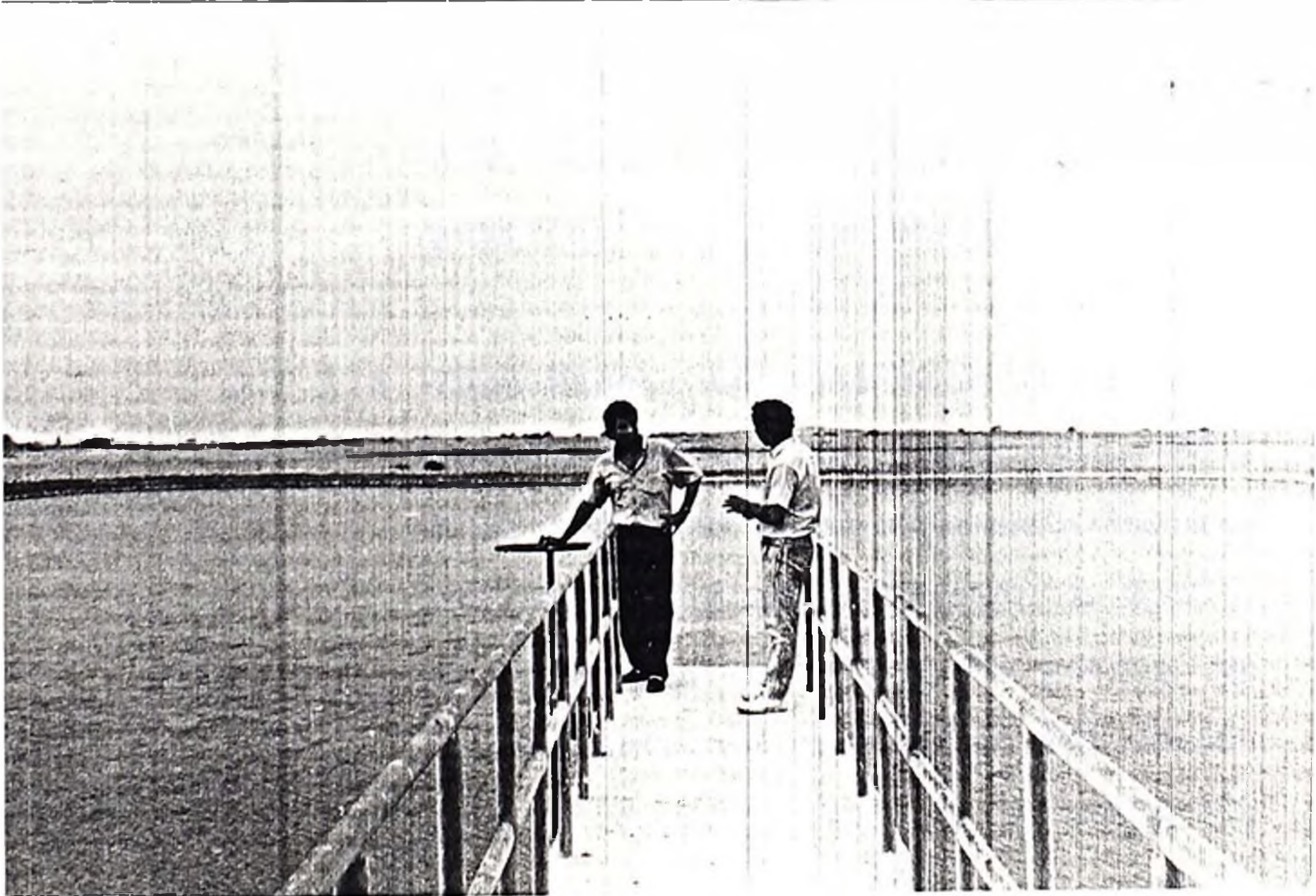
FOTOG. N°III.34  
VISTA DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION  
SECUNDARIA



FOTOG. NºIII.35  
SECADO Y LIMPIEZA DE UNA  
LAGUNA DE ESTABILIZACION



FOTOG. NºIII.36  
FUNCIONAMIENTO DE UNA  
LAGUNA DE ESTABILIZACION





### 3.2 Condiciones de funcionamiento.

#### 3.2.1 Sistema de Agua Potable

3.2.1.1 Zona Alta.- En las actuales condiciones de funcionamiento el servicio de agua potable que se brinda a esta zona es a través de la caseta de bombeo El Tablazo que se alimenta del empalme a las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  provenientes de la planta de tratamiento. Esta estación de bombeo impulsa un caudal de 30.00 lps, con una presión de 60 lb/pulg<sup>2</sup>, a través de una línea de impulsión de  $\phi 6''$ ; para brindar el servicio de agua por sectores e interdiario durante las horas de servicio a partir de las 6.00 a.m. a 12.00 hrs. y de 12.00 hrs. a 6.00 p.m., dividido en 2 sectores por día, además de servir a 96 piletas públicas (ver plano N<sup>o</sup> III.4).

3.2.1.2 Zona Baja.- La zona baja se abastece actualmente de los reservorios N<sup>o</sup>1, N<sup>o</sup>2, y N<sup>o</sup>3 los mismos que se alimentan de las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  provenientes de la planta de tratamiento. El reservorio N<sup>o</sup>1 de 510 mt<sup>3</sup>. de volumen regula la alimentación

del reservorio N<sup>o</sup>3 de 1,000 mt<sup>3</sup> de volumen para abastecer a los pueblos jóvenes a través de una línea de aducción de  $\phi 10''$  de diámetro; el reservorio N<sup>o</sup>2 de 720 mt<sup>3</sup> de capacidad, que también es regulado por el reservorio N<sup>o</sup>1, abastece a la zona urbana mediante una línea de aducción de  $\phi 10''$  de diámetro.

Las horas de servicio de agua potable para esta zona es a partir de las 05.00 a.m. hasta las 15.00 p.m., el caudal es regulado a través de válvulas (ver plano N<sup>o</sup> III.3).

**3.2.1.3 Zona Industrial Baja.**— El servicio de agua potable para la zona industrial es posterior al servicio dado a la población, y se alimenta del reservorio circular apoyado N<sup>o</sup>4 de 3,500 mt<sup>3</sup> de capacidad el mismo que es alimentado a través de un empalme a la línea de  $\phi 16''$  y un by pass al reservorio N<sup>o</sup>1 para asegurar su regulación mediante una línea de aducción de  $\phi 14''$  de diámetro, este funcionamiento se opera mediante válvulas de interrupción. Las horas de

servicio es a partir de las 02.00 a.m. a 05.00 a.m. y de 03.00 p.m. a 08.00 p.m. (ver plano N<sup>o</sup> III.9)

### **3.2.2 Sistema de Alcantarillado**

**3.2.2.1 Zona alta.**— La Zona Alta no cuenta con un sistema de alcantarillado, a excepción de las habilitaciones urbanas de ENACE I y II, que están en servicio, existiendo para ello un sistema de colectores primarios, secundarios y emisores, que evacúan las aguas residuales a la cámara de bombeo N<sup>o</sup>4 (ENACE), operando ésta interdiariamente, e impulsando las aguas servidas a través de una línea de impulsión de  $\phi 10''$  hacia las lagunas de estabilización (ver plano N<sup>o</sup> III.6).

**3.2.2.2 Zona baja.**— La Zona Baja si cuenta con alcantarillado con un tiempo de antigüedad de aproximadamente 40 años, que se conforma de colectores primarios, secundarios y emisor con 3 cámaras de bombeo, actualmente inoperativas, ya que se viene ejecutando el proyecto de electrificarlas (ver plano N<sup>o</sup> III.5).

Las aguas residuales se evacúan actualmente al mar, sólo en condiciones de mareas altas la cámara de bombeo NO1 opera para que el funcionamiento del sistema no se represe por principio de vasos comunicantes y produzca aniegos que son frecuentes.

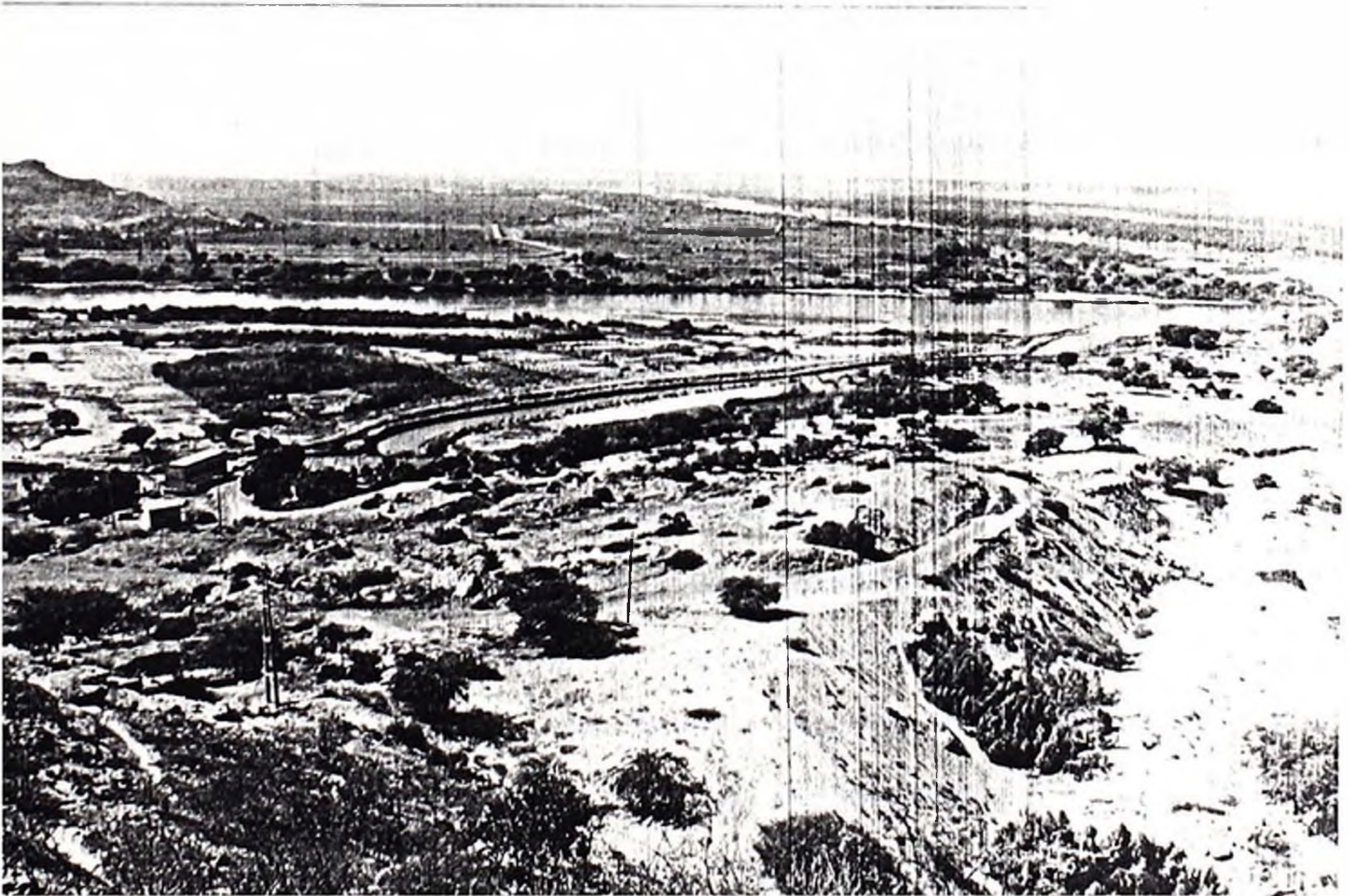
**3.2.2.3 Empresas Industriales.-** Las industrias ubicadas en las Zonas Alta y Baja no evacúan sus aguas industriales al sistema convencional de alcantarillado existente, independientemente y sin ningún tratamiento previo evacúan sus aguas servidas industriales al mar, provocando contaminación y generando un impacto ambiental negativo.

### **3.3 Diagnóstico de la situación actual.**

#### **3.3.1 Fuente de abastecimiento:**

El abastecimiento de agua a las Provincias de Paita y Talara se realiza a partir del sistema denominado Eje Paita-Talara, que tiene como fuente de abastecimiento de agua superficial el río Chira, cuyo caudal es regulado por la represa de Poechos (ver fotogs. NO III.37 y NOIII.38).

FOTOGS. NºIII.37 Y NºIII.38  
PANORAMICAS DEL RIO CHIRA, CANAL  
ARTIFICIAL Y ESTRUCTURA DE CAPTACION  
DE AGUA CRUDA



En épocas de crecida el aumento de volumen que se depósita en la represa es regulado provocando el aumento considerable del caudal y tirante de agua, lo que consecuentemente causa que el canal artificial que alimenta a la captación de la planta de tratamiento se sature de materiales sólidos o cuerpos flotantes como palos, plásticos, hojas de árboles, ramas, grava y, lo más resaltante, provoca arenamiento dificultando la capacidad de captación que es de 2,810 mt<sup>3</sup>/hr, trayendo como secuela la paralización de producción de la planta de tratamiento hasta por espacio de 2 días o más según se de el caso de estos fenómenos naturales, restringiendo el servicio de agua potable a los usuarios. La puesta en operación de la planta de tratamiento implica contar con maquinaria pesada para la remoción de estos sólidos.

Caso contrario ocurre en épocas de estiaje, el caudal y tirante de agua disminuyen en gran proporción, debido a la regulación de compuertas de la represa de Poechos, por tratar de almacenar el recurso hídrico, causando que la captación no succione el caudal necesario, provocando su paralización y restricción del servicio, por lo que demanda para su operación contar con maquinaria pesada para profundizar

el canal artificial y represar el río a través de un espigón con roca y material de afirmado, el mismo que es arrasado en épocas de crecida.

### 3.3.2 Planta de tratamiento.

Como ya se indicó en el punto anterior la planta de tratamiento de agua potable está diseñada para producir un caudal de 780 lps., pero según registros estadísticos de los últimos tres años (1991, 1992 y 1993), la planta ha producido en promedio 456 lps., según lo podemos observar en el cuadro de producción NO III.6.

Del cuadro tenemos:

El caudal de producción del eje Paita-Talara promedio anual de los últimos 3 años (1991, 1992 y 1993); ha sido de 608 lps., y para las provincias de Paita y Talara el siguiente:

$$Q_{\text{Talara}} = 355.00 \text{ lps.}$$

$$Q_{\text{Paita}} = 253.00 \text{ lps.}$$

El sistema de bombeo instalado en la unidad de captación de la planta de tratamiento consta de 4 bombas cada una con la capacidad de captar un caudal de 319 lps. (según placa). En las actuales condiciones de operación sólo trabajan 2 bombas, que producen un caudal de 608 lps. en total, estando 2 bombas

CUADRO NO III.6

DATOS ESTADISTICOS PRODUCCION PLANTA DE TRATAMIENTO  
EJE PAITA - TALARA EN LPS  
PRODUCCION A LAS PROVINCIAS DE PAITA Y TALARA

ANO	1991			1992			1993		
	TAL	PAI	TOT	TAL	PAI	TOT	TAL	PAI	TOT
ENE	373	171	544	399	279	678	398	344	742
FEB	339	156	495	369	280	649	340	271	611
MAR	376	176	552	342	267	609	365	298	663
ABR	334	154	488	258	281	539	285	312	597
MAY	329	176	505	274	258	532	321	298	619
JUN	296	227	522	376	258	634	378	274	652
JUL	340	238	579	402	251	653	386	264	650
AGO	345	240	585	391	280	671	385	217	602
SET	309	206	515	369	282	651	389	246	635
OCT	379	265	644	355	252	607	373	236	609
NOV	379	279	658	351	272	623	354	244	598
DIC	387	297	684	377	284	661			
PROM	349	216	564	355	270	625	361	273	634

NOTA: El volumen producido por la planta en m<sup>3</sup>/mes ha sido convertido a lps. considerando que el caudal de bombeo durante el día es de 18 horas.



inoperativas de las cuales una adicionalmente produciría 300 lps, y la otra debiera de permanecer en stand by para reserva ante cualquier eventualidad.

Por lo diagnosticado la planta de tratamiento esta operando con un eficiencia del orden del 78.00 %, en términos de su capacidad instalada que es de 780 lps en las actuales condiciones de operación, teniendo en cuenta además que existe un insuficiente servicio energético por parte de la empresa eléctrica Electronoroeste.

#### **3.3.2.1 Costo de producción de agua por metro cúbico.**

Para la determinación de la estructura de costos de producción (año 1994) de la planta de tratamiento de agua potable se ha tomado información proporcionada por el área de producción, de los meses de Enero a Junio, donde los principales rubros son depreciación, remuneraciones, beneficios sociales, administración y mantenimiento, energía eléctrica, materia prima, combustible y fondo de operación; de los cuales el 68.29% del total corresponde al pago por energía

eléctrica y el 0.44% el menor porcentaje correspondiente a combustible. En el cuadro NO III.6A se aprecia los porcentajes correspondientes a cada rubro. Y en el cuadro NO III.6B se presenta el total de metros cúbicos transferidos a la ciudades de Paita y Talara incluidos sus anexos así como el costo de producción por metro cúbico, teniendo en cuenta que el costo por metro cúbico es la relación entre el costo de producción y el volumen producido, resultando un valor promedio de S/.0.41 por metro cúbico.

En el cuadro NO III.6C se muestra las clases y/o categorías del servicio de agua potable, su descripción, volúmenes mínimos y las tarifas de costo por metro cúbico en relación a los consumos mínimos y mayores a estos. Lo que permite deducir que el cobro del metro cúbico en las categorías social y domésticas están por debajo del costo producido por metro cúbico en la planta de tratamiento, generando pérdidas económicas.

CUADRO Nro. 111.6-A  
ESTRUCTURA DE COSTOS DE PRODUCCION  
AÑO 1994  
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA EL ARENAL

MESES	DEPRECIAC. S/.	REMUNERAC. S/.	BENEF.SOC. S/.	ADMINIST. MANTENIM.	ENERGIA ELECTRIC.	MATERIA PRIMA	COMBUST.	FONDO DE OPERACION	TOTAL GASTOS
ENERO	20,879.79	66,772.20	16,917.64	24,717.03	360,151.75	15,193.48	2,276.99	16,758.43	523,667.31
FEBRERO	21,782.15	45,756.56	14,946.22	18,625.36	331,569.02	26,681.19	1,848.43	13,836.27	475,045.20
MARZO	22,260.09	52,317.75	16,204.19	17,801.61	355,212.38	34,585.64	2,393.48	15,023.25	515,798.39
ABRIL	23,695.68	55,718.84	16,010.62	29,830.41	353,916.30	34,461.28	2,137.79	15,623.12	536,394.04
MAYO	24,714.61	58,610.61	18,099.88	28,609.67	381,130.86	22,970.57	2,796.97	16,108.00	553,041.17
JUNIO	25,777.32	59,347.18	17,241.42	34,713.29	343,988.82	18,348.38	2,140.13	15,046.70	516,603.24
PROM.MENS.	23,184.94	56,420.52	16,570.00	25,716.23	355,161.52	25,373.42	2,265.63	15,399.30	520,091.56
PGRC.PART.	4.46%	10.85%	3.19%	4.94%	68.29%	4.88%	0.44%	2.96%	100.00%

NOTA: MATERIA PRIMA CONSUMOS PROMEDIOS

EPOCAS DE CRECIENTE DE RIO

SUFATO DE ALUMINA 15,000 KG

CAL HIDRATADA 5,000 KG

CLORO 3,000 KG

HIPOCLORITO DE CALCIO 400 KG LIMPIEZA Y DESINFECCION DE DECANTADORES

SULFATO DE COBRE 400 KG LIMPIEZA Y DESINFECCION DE DECANTADORES

LOS CARGALES TRANSPORTADOS A PAITA SON APROXIMADOS EN LOS EQUIPOS DE BOMBEO DE MOVIMIENTO DE PLANTA ANTIGUA DE PAITA.

CUADRO Nro. III.6-B

M3 TRANSFERIDOS A LAS CIUDADES DE TALARA Y PAITA  
INCLUYENDO SUS ANEXOS - 1994  
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA EL ARENAL

MESES	TALARA	PAITA	TOTAL	COSTO(S/.)	COSTOxM3	
	M3	M3	M3	PRODUCCION	S/.	\$
ENERO	742,168.0	529,423.0	1,271,591.0	523,667.31	0.41	0.19
FEBRERO	705,086.0	518,414.0	1,223,500.0	475,045.20	0.39	0.18
MARZO	788,030.0	567,942.0	1,355,972.0	515,798.39	0.38	0.17
ABRIL	759,143.0	502,661.0	1,261,804.0	536,394.04	0.43	0.19
MAYO	842,674.0	538,482.0	1,381,156.0	553,041.17	0.40	0.18
JUNIO	733,534.0	451,338.0	1,184,872.0	516,603.24	0.44	0.20

COST.PROD.

NOTA: EL COSTO POR M3 =  $\frac{\text{COST.PROD.}}{\text{VOL.PRODUC}}$

EL COSTO POR M3 SE HA CONSIDERADO HASTA LOS RESERVORIOS DE ALMACENAMIENTO DE LAS CIUDADES DE TALARA, PAITA Y ANEXOS.

LOS CAUDALES TRANSFERIDOS A TALARA SON AFORADOS EN LOS EQUIPOS DE BOMBEO DE ESTACION Nro. 2

LOS CAUDALES TRANSFERIDOS A PAITA SON AFORADOS EN LOS EQUIPOS DE BOMBEO DE MEJORMIENTO DE PLANTA ANTIGUA DE PAITA.

CUADRO Nro. III.6-C

ESTRUCTURA TARIFARIA DE SERVICIO DE AGUA POTABLE DE PAITA  
JULIO 1993

CLASE Y/O CATEGORIA	DESCRIPCION	VOLUMENES MINIMOS	HASTA EL MINIMO	ENCIMA DEL MINIMO
GRUPO "A"				
SOCIAL	Piletas p <sup>u</sup> blicas	100.00	0.20	0.40
DOMESTICA "A"	AA.HH. " PP.JJ.	20.00	0.32	0.64
DOMESTICA "B"	Zonas Urbanas-Anexos	20.00	0.53	1.06
DOMESTICA "C"	Zonas residenciales	20.00	0.59	1.18
COMERCIAL	Comercio mayor (farmacias)	50	0.91	1.82
COMERCIAL	Comercio menor (bodegas)	30	0.91	1.82
INDUSTRIAL	Fbricas	100.00	1.13	2.26
ESTATAL	Escuelas y municipio	50-100	0.41	0.82
GRUPO "B"				
SOCIAL	Piletas p <sup>u</sup> blicas	100.00	0.20	0.40
DOMESTICA "A"	AA.HH. o PP.JJ.	20.00	0.32	0.64
DOMESTICA "B"	Zonas Urbanas-Anexos	20.00	0.53	1.06
DOMESTICA "C"	Zonas residenciales	20.00	0.59	1.18
COMERCIAL	Comercio mayor (farmacias)	50	1.08	2.16
COMERCIAL	Comercio menor (bodegas)	30		
INDUSTRIAL	Fbricas	100.00	2.74	5.48
ESTATAL	Escuelas y municipio	50-100	0.41	0.82
TARIFA ESPECIAL TALARA Y ANEXOS				
DOMESTICA - COMERCIAL				3.44
INDUSTRIAL				3.95
TARIFA ESPECIAL DE LIBRE CONTRATAACION				3.44

NOTA: El Grupo A con 45% por ALCANTARILLADO. Aplicable a las Localidades:

El Grupo B con 30% por Alcantarillado aplicable a las Localidades de:  
Chulucanas, Tamarindo, Tambo, Colan, Amotape, Pueblo Nuevo, Yacila, La Huaca, Viviate,  
El Arenal, Lancones, Las Lomas.

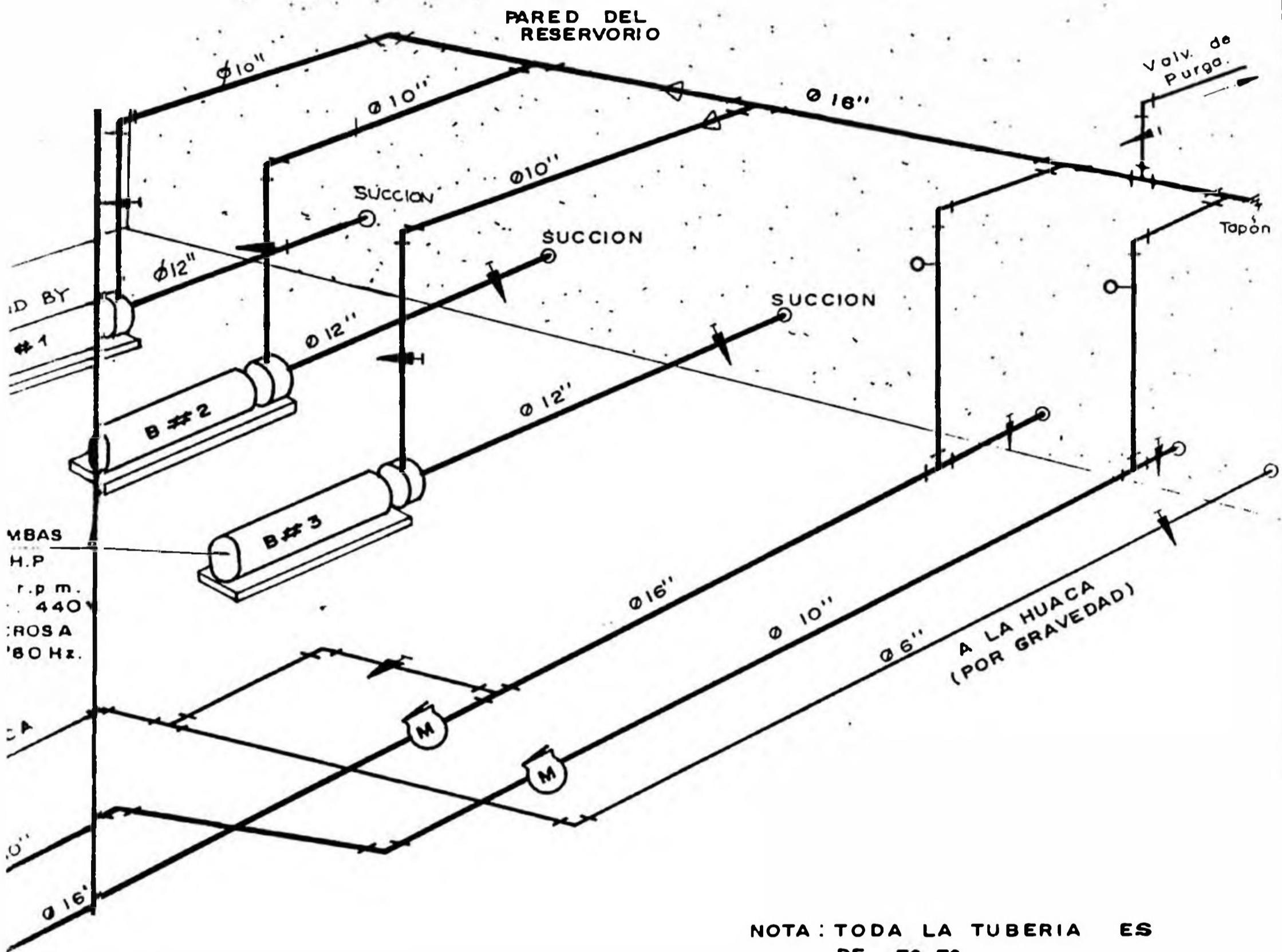
### 3.3.3 Estación de bombeo de mejoramiento a la provincia de Paita.

La producción de agua potable de la planta de tratamiento para la provincia de Paita es de aproximadamente 253.00 lps, en promedio, los cuales son almacenados en las ex-unidades de sedimentación de la antigua planta de Paita con una capacidad de almacenamiento de 2,220 mt<sup>3</sup>., pasando este a una cisterna de 163.00 mt<sup>3</sup>.

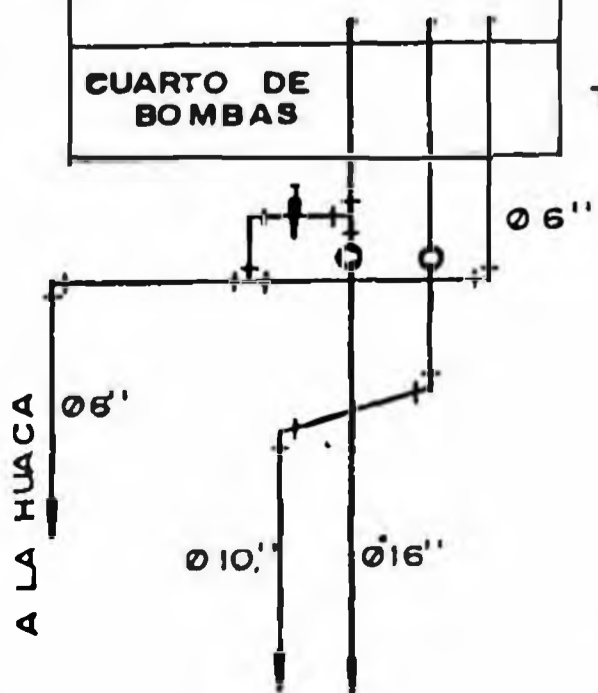
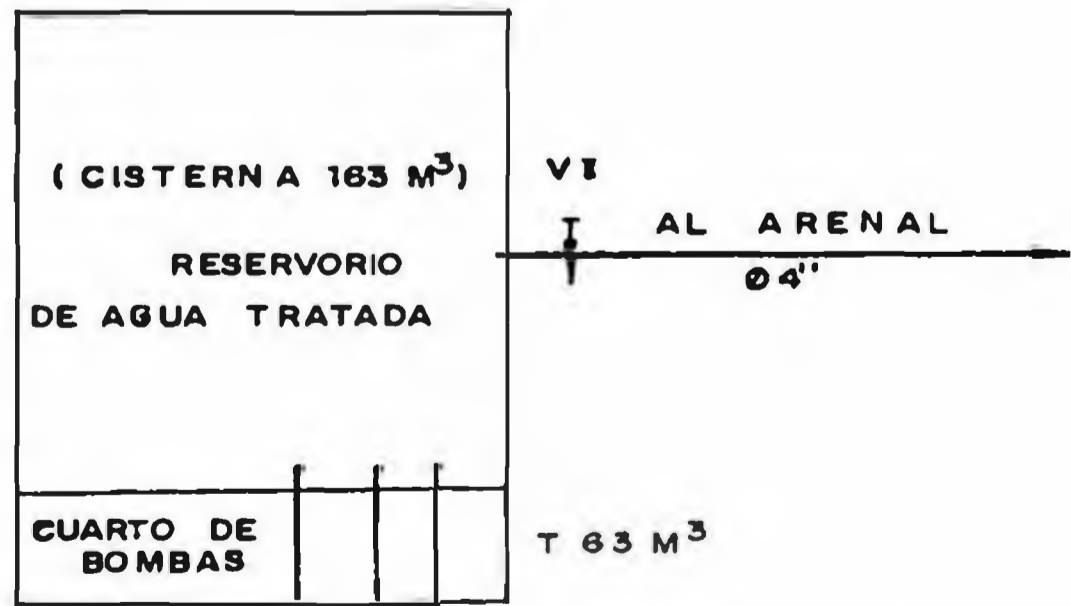
Como antecedente la Corporación de desarrollo de Piura construyó en el área contigua a estos ex-sedimentadores en el año 1982 una estación de bombeo para aumentar la capacidad de conducción y mejorar las presiones en las líneas de conducción de 10" y 16" de diámetro, que funcionaban hasta ese entonces por gravedad, mejorando las condiciones hidráulicas (ver plano N<sup>o</sup> III.10).

Dicha estación de bombeo está equipada con 3 electrobombas de iguales características, de las cuales dos funcionan simultáneamente produciendo un caudal de 225 lps que son conducidos a Paita, permaneciendo una tercera en situación de reserva y/o alternancia la que se encuentra actualmente en estado inoperativo (ver fotog. N<sup>o</sup> III.4). Estas bombas succionan de la cisterna e impulsan el agua tratada a las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  que

# CUADRO DE ISOMETRIA DE CASETA DE BOMBEO



NOTA: TODA LA TUBERIA ES DE F° F°.



Ⓜ MEDIDOR DE CAUDAL PROYECTADO

UNIVERSIDAD NAC. DE ING. FAC. ING. AMBIENTAL	
INT. DE A. POTAB. Y ALC. LA LINDA DE PAITA	
ACION DE BOMBEO DE ARENAL (EX-SEDIM.)	
J. HERRERA G.	OCT. 94
R. REYES M.	

PLANO No. III-10

conducen el agua hasta la ciudad de Paita.

Cada bomba de tipo centrífuga bombea un caudal de 105 lps con una HDT de 55 mts y una potencia de 125 HP.

En el capítulo VI de Mejoramiento del Sistema de Agua Potable Eje Paita-Talara se expondrán las alternativas de solución para el mejoramiento del sistema de producción y conducción de agua potable para Paita.

### 3.3.4 Líneas de conducción por bombeo de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ Arenal-Paita.

#### 3.3.4.1 Línea de conducción de $\phi 10''$ .

Ejecutada con tubería de Asbesto Cemento tipo magnani clase A-7.5, instalada aproximadamente hace 40 años, presenta debilitamiento de los anillos de embone lo que ha limitado la altura dinámica de bombeo a 31.50 m.c.a. para evitar fugas de agua por dichos embones. Tiene una longitud de 25 km. desde la Estación de Bombeo de Mejoramiento a Paita hasta su ingreso al reservorio N<sup>o</sup>1 semienterrado de Paita.

En pruebas hidráulicas de campo, efectuadas en Diciembre de 1993, para la determinación de presiones



dinámicas (línea de gradiente hidráulica) y caudales (ver plano N<sup>o</sup>III.12) se obtuvieron los resultados hidráulicos que se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> III.7.

Estas pruebas se ejecutaron bajo las siguientes condiciones normales actuales de operación:

- Caudal de bombeo = 225 lps  
(trabajando dos bombas)
- Alt. din. total = 31.5 m.c.a.
- Num. horas de bombeo = 18 h.
- Caudal de ingreso  $\phi 10''$  = 41 lps.  
(158 lps. se conducen por la línea de  $\phi 16''$  a Paita y 26 lps. se derivan a la localidad de la Huaca y anexos).

El estudio definitivo de agua potable del Eje Paita-Talara realizado el año 1975, recomendaba dejar fuera de servicio a la línea de  $\phi 10''$ , debido a su incapacidad, en ese entonces, para llevar el flujo de agua requerido por la expansión urbana producida y su estado operativo y planteaba el tendido de una nueva línea de  $\phi 16''$ , en reemplazo de la de  $\phi 10''$ .

C U A D R O Nro. III.7

ANALISIS HIDRAULICO DE LA LINEA DE CONDUCCION POR BOMBEO DE 10" DE DIAMETRO													
T R A M O		LONGITUD DEL TRAM	COTA DE TUB.(MTS)		PRESION MEDIDA (MT)		COTA PIEZOMET.(MT)		PERDIDA DE CARGA	CAUDAL DEL TRAMO	VELOCIDAD	VELOCIDAD	OBSERVACIONES
I	J	(KMS)	I	J	I	J	I	J	(MTS)	(LPS)	(M/S)	(M/S)	
EST.BOMB	PBLO.N.C	2	97.0	93.0	30.0	29.0	127.0	122	5.0	41.0	0.81	1	ACCEPTABLE
PBLO.N.C	COLAN	10.7	93.0	76.5	29.0	20.0	122.0	96.5	25.5	40.5	0.81	1	ACCEPTABLE
COLAN	SERSA	7.8	76.5	72.0	20.0	7.0	96.5	79	17.5	40.0	0.77	1	ACCEPTABLE
SERSA	TOMAPO	4	72.0	69.5	7.0	0.0	79.0	69.5	9.5	40.0	0.77	1	ACCEPTABLE
TOMAPO	RESERV.	0.908	69.5	68.3	0.0	0.0	69.5	68.25	1.3	30.0	0.60	1	ACCEPTABLE

NOTA: LA VELOCIDAD RECOMENDADA CORRESPONDE AL DIAMETRO DE TUBERIA EN FUNCION DEL GASTO. (VELOCIDAD ECONOMICA,

#### 3.3.4.2 Línea de conducción $\phi 16''$ .

De material asbesto-cemento, tipo Mazza, de clase A-7.5, fue instalada hace 17 años.

En pruebas efectuadas en Febrero 1994, han establecido que la presión hidráulica en la línea no debe sobrepasar las  $62 \text{ lb/pulg}^2 = 43.5 \text{ m.c.a.}$  (ver gráfico NO III.1), para prevenir se produzcan fugas por las uniones. Su longitud total es igualmente de 25 kms.

Inicialmente ambas líneas funcionaban hidráulicamente por gravedad, con una gradiente hidráulica de 1.13%, resultante del desnivel de 28.8 mts. entre la cota de fondo 97.05 m.s.n.m. de los estanques ex-sedimentadores y el nivel 68.25 m.s.n.m. de ingreso de las líneas en el reservorio semienterrado NO 1 de Paita. En tales condiciones la línea de  $\phi 10''$  conducía 26 lps y la línea de  $\phi 16''$  90 lps, en suma conducían 116 lps.

Desde fines del año 1982, con la puesta en servicio de la estación de bombeo de mejoramiento a Paita, se

GRAFICO OBTENIDO CON LOS DATOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS EN LA SALA DE MAQUINAS PLANTA DE TRATAMIENTO EL ARENAL

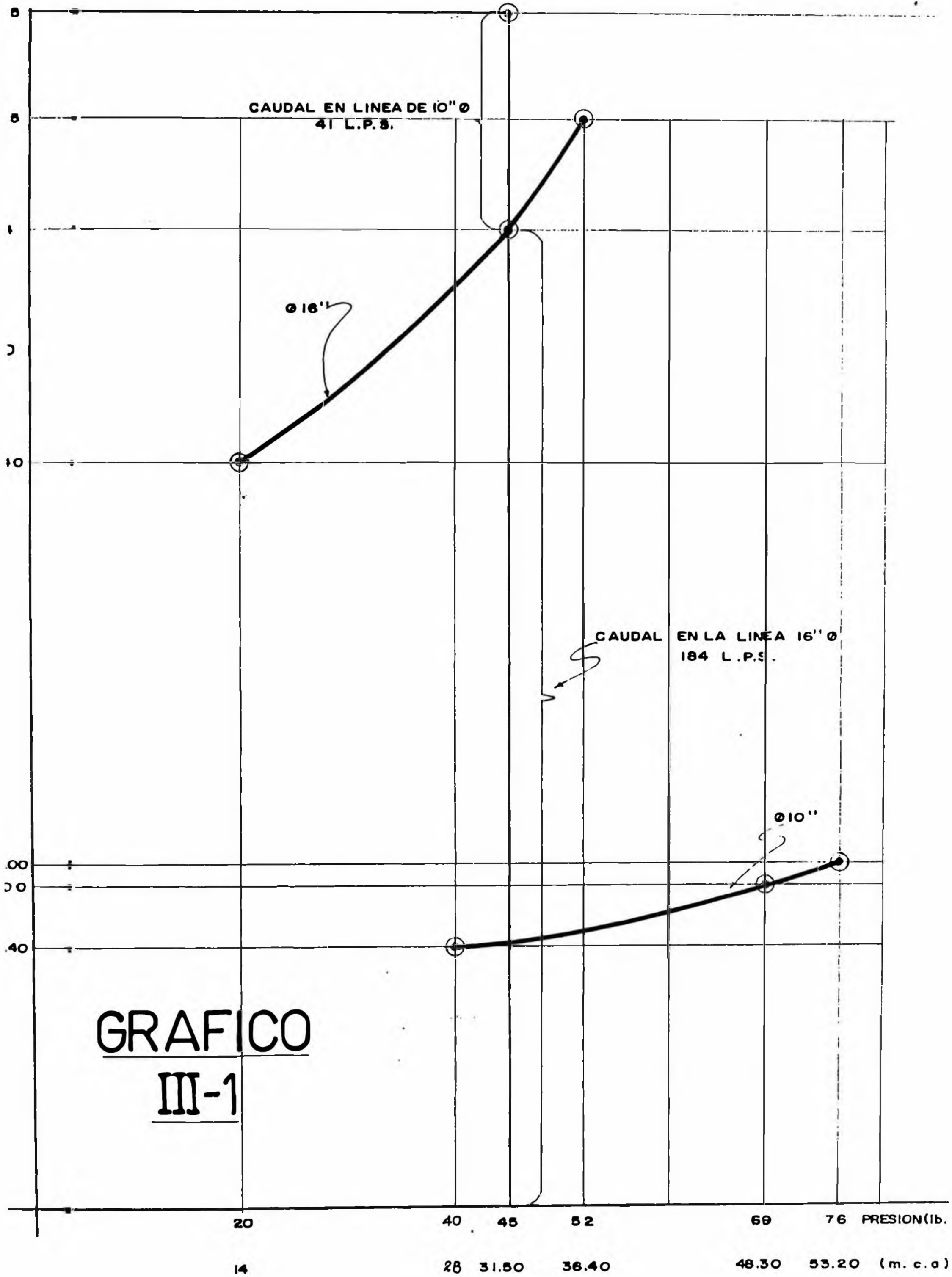


GRAFICO  
III-1

dispone en el árbol de salida de las electrobombas al que están interconectadas las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  de una altura dinámica de 55 mt. Sin embargo, el estado de las líneas existentes en particular de la  $\phi 10''$  ha obligado a reducir la altura dinámica disponible a 30 mt, mediante el cierre parcial de las válvulas de mariposa de las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ , con lo cual la cota piezométrica y el nivel de llegada de ambas líneas al reservorio NO 1 de Paita de 68.25 m.s.n.m., la gradiente hidráulica se ha elevado a 2.31%. En base a tal característica las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  conducirían promedialmente 40 y 135 lps respectivamente y en suma 175 lps.

De la cisterna de 163 mt<sup>3</sup> de volumen se alimentan los siguientes anexos de Paita:

- El Arenal, con una demanda de caudal de 5.40 lps.
  - La Huaca, con una demanda de caudal de 22.70 lps.
  - A Paita, de la estación de bombeo de mejoramiento se envía 225 lps.
- \* Por lo tanto, el caudal total de

consumo de los anexos El Arenal, La Huaca y Paita es de 253 lps que es el caudal que produce la planta de tratamiento del sistema Eje Paita-Talara.

\* Las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  a Paita nacen en la Estación de Bombeo, y en referencia a pruebas realizadas en fecha 30 de Noviembre de 1993 presentadas en el informe N<sup>o</sup> 196-93-SEDAPIURA-13.32 por la Jefatura de División de Operaciones de la planta de tratamiento, se presentó el reporte en las siguientes condiciones hidráulicas:

- Bombas Nros. 2 y 3 operando en paralelo.
- Con 4 y 5 vueltas de válvulas de succión.
- Con una presión de 45 lbs/pulg<sup>2</sup> (31.5 m.c.a.)

Se determinó:

- Caudal en línea de  $\phi 10'' = 45$  lps.
- Caudal en línea de  $\phi 16'' = 180$  lps.

Los resultados hidráulicos para la línea de  $\phi 16''$  se presentan en el cuadro N<sup>o</sup> III.8.

El perfil de la línea de gradiente

C U A D R O Nro. III.8

ANALISIS HIDRAULICO DE LA LINEA DE CONDUCCION POR BOMBEO DE 16" DE DIAMETRO													
T R A M O		LONGITUD	COTA DE TUB.(MTS)		PRESION MEDIDA (MT)		COTA PIEZOMET.(MT)		PERDIDA	CAUDAL	VELOCIDAD	VELOCIDAD	OBSERVACIONES
I	J	DEL TRAMO (KMS)	I	J	I	J	I	J	DE CARGA (MTS)	DEL TRAMO (LPS)	(M/S)	RECOMEND. (M/S)	
EST.BOMB	PBLO.N.C	2	97	94	30	27	127	121	6	158	1.26	1.25	ACEPTABLE
PBLO.N.C	COLAN	10.7	94	76.8	27	17.5	121	94.3	26.7	143	1.13	1.25	ACEPTABLE
COLAN	KM. 23.2	10.55	76.8	71.4	17.5	0	94.3	71.4	22.9	132	1.06	1.25	ACEPTABLE

NOTA: LA VELOCIDAD RECOMENDADA CORRESPONDE AL DIAMETRO DE TUBERIA EN FUNCION DEL GASTO. (VELOCIDAD ECONOMICA)

hidráulica correspondiente a la línea de  $\phi 16''$  se muestra en el plano NQIII.11.

### 3.3.5 Caudales actuales y futuros de demanda.

Actualmente las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  de diámetro tienen la función de conducir ambas en suma 225 lps de agua tratada desde la planta de tratamiento El Arenal a Paita, haciendo entrega en su recorrido de los siguientes caudales parciales:

#### 3.3.5.1 Caudales actuales de demanda que se empalman a las líneas de conducción de $\phi 16''$ y $\phi 10''$ .

Los caudales actuales de demanda para la línea de conducción de  $\phi 16''$  son mostrados en el cuadro NQ III.9.

Los caudales actuales de demanda para la línea de conducción de  $\phi 10''$  son mostrados en el cuadro NQ III.10.

Según cuadros arriba indicados, hasta antes de la caseta de bombeo El Tablazo (Km. 25.00) las líneas de conducción hacen entrega en su recorrido de los siguientes caudales:

Línea  $\phi 16''$ : 27.64 lps.

Línea  $\phi 10''$ : 8.00 lps.



**CUADRO Nº III.9**  
**CAUDALES ACTUALES DE DEMANDA QUE SE EMPALMAN A LA**  
**LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE  $\phi$ 16"**

ANEXO	Conexión	Caudal consumo
Pueblo Nvo. Colán	$\phi$ 6"	15 lps.
Baln. Colán	$\phi$ 6"	5 lps.

Avícolas	Conexión	Consumo mt3/mes facturado	Caudal lps
Piura	$\phi$ 1"	1500	0.87
Las Peñas	$\phi$ 2"	1685	0.97
San Eulogio	$\phi$ 2"	1350	0.78
Total		4535	2.62 lps.

Industrias Zona Alta	Conexión	Consumo (m3/mes)	Caudal lps
Est. Sta.Cruz	$\phi$ 3/4"	60	0.03
Interpesca	$\phi$ 1"	120	0.07
Paita Fishing	$\phi$ 2"	500	0.29
Telenor	$\phi$ 2"	2359	1.36
Aliconsa	$\phi$ 1"	200	0.12
Escusa	$\phi$ 2"	500	0.29
Agronorsa	$\phi$ 3/4"	100	0.06
Unimar	$\phi$ 1"	120	0.07
RR. Muelle	$\phi$ 2"	300	0.17
Cons. Pacifico	$\phi$ 1"	120	0.07
Delphus	$\phi$ 1"	500	0.29
Molinera Inca	$\phi$ 1"	400	0.23
Del Agro	$\phi$ 4"	3000	1.74
Serpasa	$\phi$ 1"	400	0.23
Total		8679	5.02

CUADRO NO III.10

CAUDALES ACTUALES DE DEMANDA QUE SE EMPALMAN A LA LINEA DE CONDUCCION DE  $\phi 10''$

Avícolas	conexión	Consumo (m3/mes)	Caudal (lps)
La Esmeralda	$\phi 2''$	3800	2.20
Colán	$\phi 2''$	3800	2.20
Piura	$\phi 1''$	1500	0.87
J y M	$\phi 3/4''$	1000	0.58
total		10100	5.85 lps.

Industrias	Conexión	Consumo (mt3/mes)	Caudal (lps)
Sersa	$\phi 2''$	2561	1.48
Neptuno	$\phi 3/4''$	600	0.35
Servicios Frio	$\phi 1''$	400	0.23
total		3561	2.06 lps.

Comercio	Conexión	Consumo (m3/mes)	Caudal (lps)
Grifo Madrid	$\phi 1''$	120	0.07
Dulio G.	$\phi 1/2''$	60	0.03
Total		180	0.10

Otras conexiones : Línea  $\phi 16''$ :  $1\phi 1''$ ,  $1\phi 2''$ .  
Línea  $\phi 10''$ :  $2\ 1/2''$ .

Nota : Los caudales obtenidos de avícolas, industrias, y comercio se han calculado en base al número de horas de producción o de labor, en este caso 16 horas en promedio; siendo además la demanda de consumo en mt3/mes datos suministrados por el área comercial de Sedapiura Paíta, área de facturación. Estos consumos están referenciados a su máxima demanda.

Esta situación hidráulica de las líneas de conducción, las convierte funcionalmente en líneas de conducción-distribución.

Además, se debe considerar el consumo de Yacila más la Industria Sindicato Pesquero S.A., que consumen un caudal de 30 lps, con 5 horas de bombeo desde la caseta El Tablazo.

**3.3.5.2 Caudales actuales de demanda entre caseta Tablazo y Reservorio Nro. 1, por diversas conexiones en la línea de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ .**

Estos caudales actuales de demanda se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> III.11.

**3.3.5.3 Caudales actuales de demanda en la zona baja de Paita.**

Se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> III.12.

**3.3.5.4 Caudales actuales y futuros de demanda de agua potable para el Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de Paita alta.**

Se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> III.13.

CUADRO N° III.11

CAUDALES ACTUALES DE DEMANDA ENTRE CASETA TABLAZO Y  
RESERVORIO N° 1 POR DIVERSAS CONEXIONES EN LA LINEA  
DE  $\phi 10''$  Y  $\phi 16''$

USUARIO		CONEXION	CONSUMO (m3/mes)	CAUDAL (lps)
LINEA $\phi 10''$	LINEA $\phi 16''$			
	E.N.O.	$\phi 2''$	2000	1.16
Cementerio		$\phi 1/2''$	60	0.03
Domic.		$\phi 1/2''$	60	0.03
Camal		$\phi 2''$	80	0.05
	Deposito Municipal	$\phi 1''$	80	0.05
Domic.		$\phi 1/2''$	20	0.01
Factoria Paita		$\phi 1/2''$	60	0.03
Domic.		$\phi 1/2''$	40	0.02
Domic.		$\phi 1/2''$	40	0.02
Domic.		$\phi 1/2''$	40	0.02
<b>TOTAL</b>				<b>1.42</b>

CUADRO Nº III.12

CAUDALES ACTUALES DE DEMANDA EN LA ZONA BAJA DE PAITA

CAUDALES DE DEMANDA	DOMESTICO (lps)	INDUSTRIAL		TOTAL
		m3/mes	lps	
Qp	20.33			
Qmd	26.43			
Qmh	* 36.6	30,000	17.36	54.00

NOTA:

\* El cálculo del caudal máximo horario para la zona baja de Paíta, se ha efectuado en base al número de conexiones domiciliarias, y a la población actual según último censo (19,519 hab), además se ha tenido en cuenta que se brinda 12 horas de servicio para zona urbana y pueblos jóvenes.

\*\* Las industrias en la zona baja son: Pesquera Región Grau, Estación Naval, Del Mar, Pesquera Austral, Centro de Entrenamiento Pesquero y Copes; las mismas que tienen una demanda máxima promedio de 30,000 m3/mes, considerando para el cálculo del caudal dos jornadas de operación (16 horas).

CUADRO Nº III.13

CAUDALES ACTUALES Y FUTUROS DE DEMANDA DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL DE AGUA Y ALCANTARILLADO DE LA ZONA ALTA DE PAITA

AÑO	POBLACION ZONA ALTA (habit)	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qb (lps) (*)
1993	21,836	45.50	59.15	81.9	78.87
2010	33,038	68.83	89.48	123.89	119.31

(\*) El caudal de bombeo  $Q_b$  para 18 horas de operación.

### 3.3.6 Factibilidad.

Para el diagnóstico de factibilidad del presente estudio de agua potable se tendrá en cuenta el cuadro de demandas o consumos actuales en la localidad de Paita con sus respectivas horas de servicio (ver cuadro N<sup>o</sup> III.14), en este cuadro no se toma en cuenta el caudal de servicio a la población de la zona alta (30 lps) ya que es materia del presente proyecto, mientras que en el cuadro N<sup>o</sup> III.15 se aprecia los caudales actuales de demanda incluyendo el caudal actual correspondiente a la Zona Alta de Paita. En el cuadro N<sup>o</sup> III.16 se aprecia los caudales actuales de demanda que incluye el caudal actual del proyecto que es de 78.87 lps. Y finalmente, en el cuadro N<sup>o</sup> III.17 se aprecia la demanda de caudales actuales que incluye la demanda de caudal de bombeo futuro del proyecto que es 119.30 lps.

#### 3.3.6.1 Factibilidad actual.

Pob. actual zona alta Paita: 21,836 hab.

Dotación: 180 lt/hab/día.

Horas de bombeo : 18 h.

Caudal promedio ( $Q_p$ ) = 45.49 lps

Caud. máx. diario ( $Q_{md}$ ) =  $1.3Q_p$  = 59.14 lps

Caud. máx. horario ( $Q_{mh}$ ) =  $1.8Q_p$  = 81.88 lps

Caudal de bombeo ( $Q_b$ ) =  $24 \times Q_{md} / 18$

C U A D R O Nro. 111.14  
 DEMANDA ACTUAL DE AGUA POTABLE - PAITA  
 NO INCLUYE ZONA ALTA (DOMESTICO)  
 CAUDALES EN HORAS DE SERVICIO (lps)

USUARIO	0.00 am.	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.
	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.	12.00 am.
PUEBLO NUEVO COLAN							15	15	15	15		
COLAN						5	5	5	5		5	5
AVIC, INDUST, COMERC.			15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65
YACILA, SINDIC. PESQ	30	30	30									
ENTRE CASETA Y RI			1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
DOMEST. Z. BAJA PAITA						36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6
IND. ZONA BAJA PAITA			17.36	17.4	17.4							
<b>T O T A L E S</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>64.43</b>	<b>34.47</b>	<b>34.47</b>	<b>53.67</b>	<b>73.67</b>	<b>73.67</b>	<b>73.67</b>	<b>73.67</b>	<b>58.67</b>	<b>58.67</b>

USUARIO	12.00 m.	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.
	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.	12.00 pm.
PUEBLO NUEVO DE COLAN				15	15	15						
COLAN	5	5	5	5								
AVIC., INDUST., COME	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65						
YACILA, SINDIC. PESQ.											30	30
ENTRE CASETA Y RI	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42						
DOMESTICO Z. BAJA PA	36.6	36.6	36.6									
IND. ZONA BAJA PAITA				17.4	17.4	17.4	17.4	17.4				
<b>T O T A L E S</b>	<b>58.67</b>	<b>58.67</b>	<b>58.67</b>	<b>54.47</b>	<b>49.47</b>	<b>49.47</b>	<b>17.4</b>	<b>17.4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>30</b>	<b>30</b>

C U A D R O Nro. 111.12  
 DEMANDA ACTUAL DE AGUA POTABLE - PAITA  
 INCLOYE ZONA ALTA (DOMESTICO) - DEMANDA ACTUAL (30.00 lps)  
 CAUDALES EN HORAS DE SERVICIO (lps)

U S U A R I O	0.00 am.	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.
	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.	12.00 am.
PUEBLO NUEVO COLAN							15	15	15	15		
COLAN							5	5	5	5	5	5
AVIC, INDUST, COMERC.			15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65
YACILA, SINDIC. PESQ.	30	30	30									
ENTRE CASETA Y RI			1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
DOMEST. Z. ALTA PAITA							30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
DOMEST. Z. BAJA PAITA						36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6
IND. ZONA BAJA PAITA			17.36	17.4	17.4							
<b>T O T A L E S</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>64.43</b>	<b>34.47</b>	<b>34.47</b>	<b>53.67</b>	<b>103.67</b>	<b>103.67</b>	<b>103.67</b>	<b>103.67</b>	<b>88.67</b>	<b>88.67</b>

U S U A R I O	12.00 m.	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.
	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.	12.00 pm.
PUEBLO NUEVO DE COLAN					15	15	15					
COLAN	5	5	5	5								
AVIC., INDUST., COMERC.	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65						
YACILA, SINDIC. PESQ.											30	30
ENTRE CASETA Y RI	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42						
DOMESTICO Z. ALTA PAITA	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00						
DOMESTICO Z. BAJA PAITA	36.6	36.6	36.6	36.6								
IND. ZONA BAJA PAITA				17.4	17.4	17.4	17.4	17.4				
<b>T O T A L E S</b>	<b>88.67</b>	<b>88.67</b>	<b>88.67</b>	<b>121.07</b>	<b>79.47</b>	<b>79.47</b>	<b>17.4</b>	<b>17.4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>30</b>	<b>30</b>



C U A D R O N O. 111.10  
 DEMANDA ACTUAL DE AGUA POTABLE - PAITA  
 INCLUYE ZONA ALTA - DEMANDA ACTUAL DEL PROYECTO (78.87 lps)  
 CAUDALES EN HORAS DE SERVICIO (lps)

	0.00 am.	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.
U S U A R I O	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.	12.00 am.
PUEBLO NUEVO COLAN							15	15	15	15		
COLAN							5	5	5	5	5	5
AVIC, INDUST, COMERC.			15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65
YACILA, SINDIC. PESQ	30	30	30									
ENTRE CASETA Y RI			1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
DOMEST. Z. ALTA PAITA							78.87	78.87	78.87	78.87	78.87	78.87
DOMEST. Z. BAJA PAITA						36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6
IND. ZONA BAJA PAITA			17.36	17.4	17.4							
T O T A L E S	30	30	64.43	34.47	34.47	53.67	152.54	152.54	152.54	152.54	137.54	137.54

	12.00 m.	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.
U S U A R I O	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.	12.00 pm.
PUEBLO NUEVO DE COLAN				15	15	15						
COLAN	5	5	5	5								
AVIC., INDUST., COME	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65						
YACILA, SINDIC. PESQ.											30	30
ENTRE CASETA Y RI	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42						
DOMESTICO Z. ALTA PA	78.87	78.87	78.87	78.87	78.87	78.87						
DOMESTICO Z. BAJA PA	36.6	36.6	36.6	36.6								
IND. ZONA BAJA PAITA				17.4	17.4	17.4	17.4	17.4				
T O T A L E S	137.54	137.54	137.54	169.94	128.34	128.34	17.4	17.4	0	0	30	30

C U A D R O Nro. 111.17  
 DEMANDA ACTUAL DE AGUA POTABLE - PAITA  
 INCLUYE ZONA ALTA - DEMANDA FUTURA DEL PROYECTO (119.30 lps)  
 CAUDALES EN HORAS DE SERVICIO (lps)

U S U A R I O	0.00 am.	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.
	1.00 am.	2.00 am.	3.00 am.	4.00 am.	5.00 am.	6.00 am.	7.00 am.	8.00 am.	9.00 am.	10.00 am.	11.00 am.	12.00 am.
PUEBLO NUEVO COLAN							15	15	15	15		
COLAN							5	5	5	5	5	5
AVIC, INDUST, COMERC.			15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65
YACILA, SINDIC. PESQ	30	30	30									
ENTRE CASETA Y R1			1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
ZONA FRANCA					25	25	25	25	25	25	25	25
DOMEST. Z. ALTA PAITA					119.30	119.30	119.30	119.30	119.30	119.30	119.30	119.30
DOMEST. Z. BAJA PAITA						36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6	36.6
IND. ZONA BAJA PAITA			17.36	17.4	17.4							
T O T A L E S	30	30	64.43	34.47	178.77	197.97	217.97	217.97	217.97	217.97	202.97	202.97

U S U A R I O	12.00 m.	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.
	1.00 pm.	2.00 pm.	3.00 pm.	4.00 pm.	5.00 pm.	6.00 pm.	7.00 pm.	8.00 pm.	9.00 pm.	10.00 pm.	11.00 pm.	12.00 pm.
PUEBLO NUEVO DE COLAN					15	15	15					
COLAN	5	5	5	5								
AVIC., INDUST., COME	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65	15.65						
YACILA, SINDIC. PESQ.											30	30
ENTRE CASETA Y R1	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42						
ZONA FRANCA	25	25	25	25	25	25						
DOMESTICO Z. ALTA PA	119.30	119.30	119.30	119.30	119.30	119.30						
DOMESTICO Z. BAJA PA	36.6	36.6	36.6	36.6								
IND. ZONA BAJA PAITA					17.4	17.4	17.4	17.4	17.4			
T O T A L E S	202.97	202.97	202.97	235.37	193.77	193.77	17.4	17.4	0	0	30	30

$$Q_b = 78.87 \text{ lps}$$

Restando este caudal de bombeo necesario actual y el caudal que consume Paita Zona Baja del total que produce la planta de tratamiento El Arenal, tenemos lo siguiente:

-Caud. prod. Planta = 225.00 lps

-Caud. act.consum.Paita = ( 73.67) lps  
(cuadro NQIII.14).

~~-Caud. actual proyecto = ( 78.87) lps~~

-Caudal remanente = 72.46 lps.

El sistema existente no cuenta con dispositivos de macro y micromedición (caso de la planta de tratamiento, unidades de almacenamiento, casetas de bombeo, usuarios domésticos, comerciales, etc.), y sólo las industrias cuentan con macromedición, por lo que no permite tener una real cifra en cuanto al porcentaje de pérdidas de masa, es decir, agua no contabilizada, debido a diversas causas como son: clandestinidad, fugas en piletas públicas, fugas subterráneas, superficiales e intradomiciliarias, mal uso del servicio de agua intradomiciliario, etc.; no se puede precisar si el caudal remanente de

72.46 lps. cubre el porcentaje de estas pérdidas; pero como el mayor porcentaje de estas se da en la Zona Alta por un sistema existente desordenado y antitécnico se evidenciaría una baja considerable de las pérdidas de masa al ejecutarse el presente proyecto.

#### **3.3.6.2 Factibilidad futura.**

Para el año 2010 período de diseño del presente estudio demandaría un caudal de bombeo de  $Q_b=119.31$  lps, la cual no podría ser cubierta con las actuales condiciones del sistema existente. En el Capítulo 6 se plantea las alternativas de solución para los caudales futuros de demanda.

## CAPITULO IV

### DETERMINACION DE DATOS PARA EL PROYECTO

#### 4.1 Población.

La población estimada para Paita se ha calculado de acuerdo a los diferentes métodos estadísticos, los cuales luego de ser graficados se ha podido determinar una curva de población futura a ser tomada como dato para el diseño del proyecto.

#### DATOS CENSALES DE LA LOCALIDAD DE PAITA

AÑO	POBLACION
1940	7,161
1961	10,791
1972	15,743
1981	25,694

#### 4.1.1 Cálculo poblacional.-

##### 4.1.1.1 Método Geométrico:

Basado en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_0(1 + i)^t$$

donde:

$P_f$  = Población inicial.

$P_0$  = Población futura.

$i$  = Tasa crecimiento.

$t$  = Tiempo en años.

Haciendo uso de la ecuación obtenemos las siguientes tasas de crecimiento:

PERIODO (AÑOS)	TASA DE CRECIMIENTO (i en %)
1940-1961	1.97
1961-1972	3.49
1972-1981	5.59
1940-1972	2.49
1940-1981	3.17
1961-1981	4.43
PROM. GEOMT. 40-61, 61- 72, 72-81	3.37

Las curvas resultantes son:

$$P_{f1} = 25,694 (1.0197)^t$$

$$P_{f2} = 25,694 (1.0349)^t$$

$$P_{f3} = 25,694 (1.0559)^t$$

$$P_{f4} = 25,694 (1.0249)^t$$

$$P_{f5} = 25,694 (1.0317)^t$$

$$P_{f6} = 25,694 (1.0443)^t$$

$$P_{f7} = 25,694 (1.0337)^t$$

Del cuadro NO IV.1 y gráfico NO IV.1  
la curva elegida es:

$$P_{f6} = 25,694 (1.0443)^t$$

#### 4.1.1.2 Método de Interés Simple:

Basado en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_0(1 + i.t)$$

donde:

$P_0$  = Población inicial.

$P_f$  = Población futura.

$i$  = tasa crecimiento.

$t$  = número de años.

Haciendo uso de la ecuación  
obtenemos las siguientes tasas de  
crecimiento:

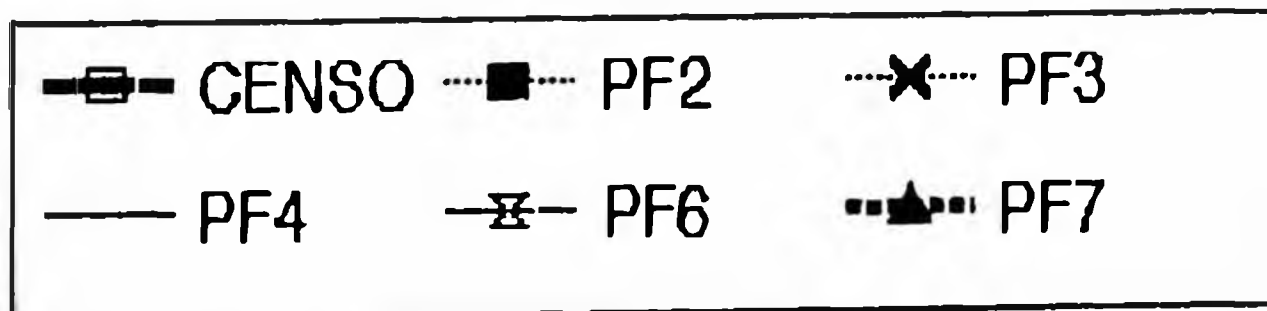
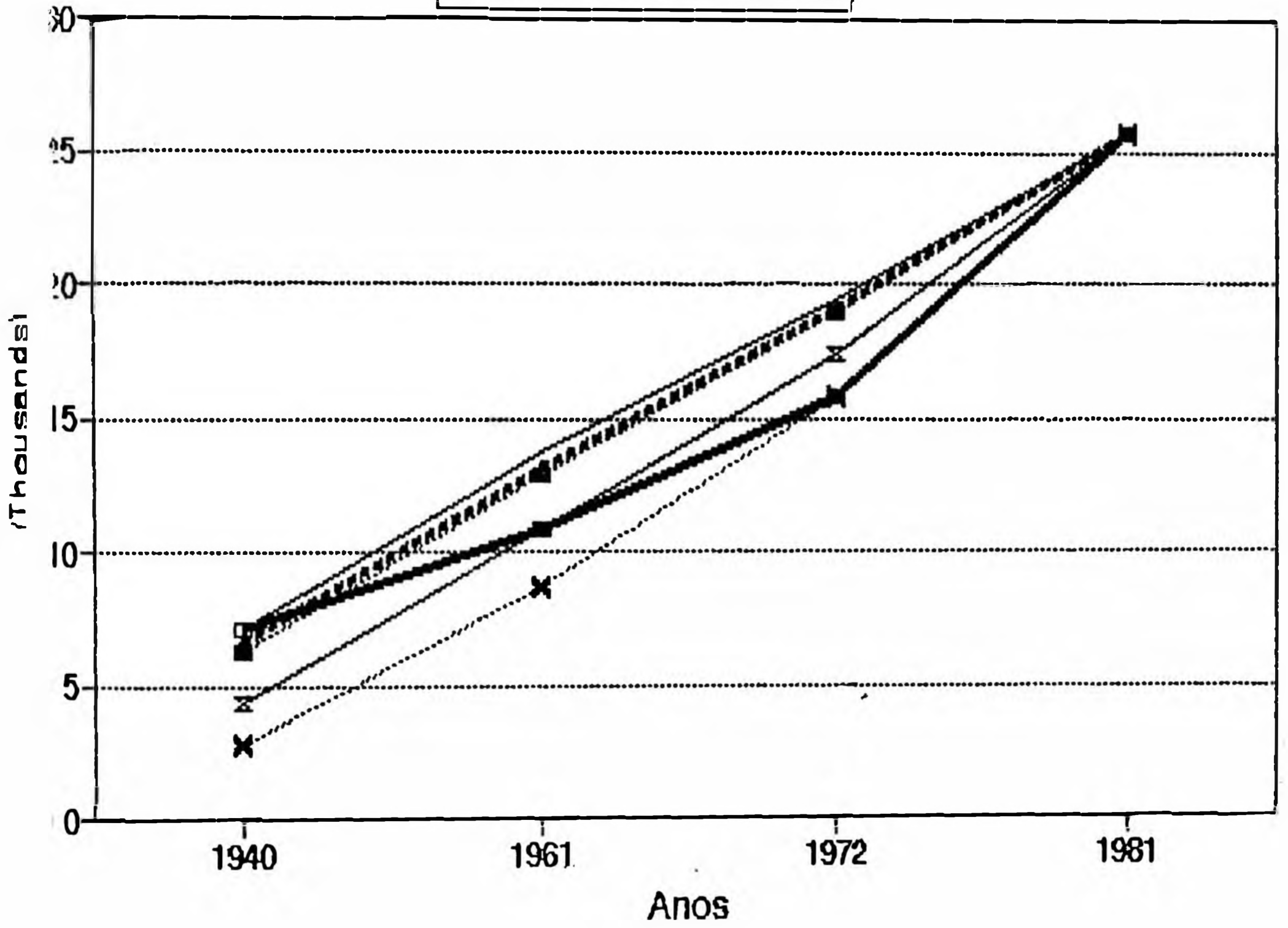
C U A D R O  
M E T O D O

N r o. IV.1  
G E O M E T R I C O

ANOS	T (ANOS)	POBLAC CENSADA	POBLACION PROGRESIVA							
			PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	
1981	0	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694
1972	-9	15743	21553	18864	15743	20588	19410	17389	19054	
1961	-20	10791	17387	12930	8651	15704	13777	10791	13222	
1940	-41	7161	11538	6287	2758	9365	7161	4340	6582	



GRAFICO Nro. IV.1  
METODO GEOMETRICO



PERIODO (AÑOS)	TASA DE CRECIMIENTO (i en %)
1940-1961	2.41
1961-1972	4.17
1972-1981	7.02
1940-1972	3.75
1940-1981	6.31
1961-1981	6.91
PROM. POND. 40-61, 61- 72, 72-81	3.89

Las curvas resultantes (referidas al año 1981 como base) son:

$$P_{f1} = 25,694 (1+0.0241t)$$

$$P_{f2} = 25,694 (1+0.0417t)$$

$$P_{f3} = 25,694 (1+0.0702t)$$

$$P_{f4} = 25,694 (1+0.0375t)$$

$$P_{f5} = 25,694 (1+0.0631t)$$

$$P_{f6} = 25,694 (1+0.0691t)$$

$$P_{f7} = 25,694 (1+0.0389t)$$

Del cuadro NO IV.2 y gráfico NO IV.2 la curva elegida es:

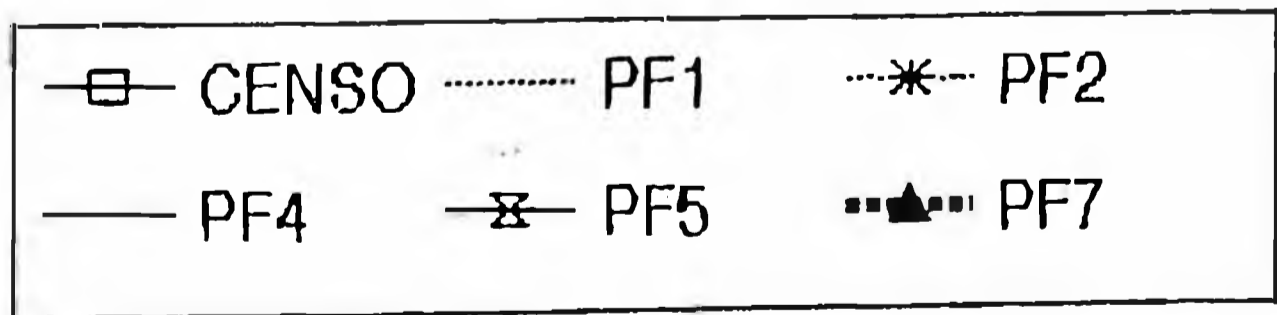
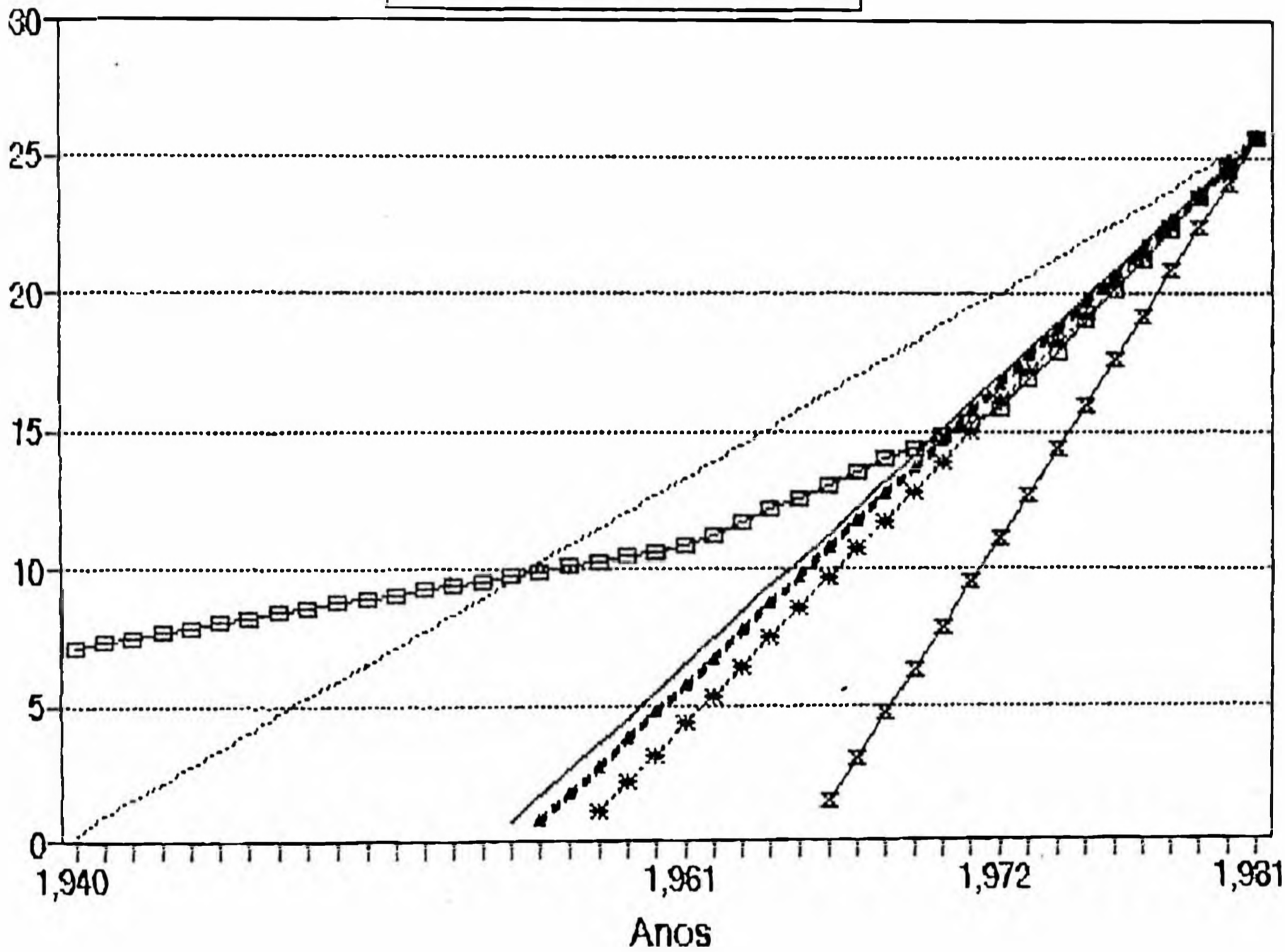
$P_{f1} = 25,694 (1+0.0241t)$
-------------------------------

C U A D R O  
M E T O D O

N r o. IV.2  
I N T E R E S S I M P L E

ANOS	T (ANOS)	POBLAC CENSADA	POBLACION PROGRESIVA							
			PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	
1981	0	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694	25694
1972	-9	15743	20112	16047	9453	17034	11097	9726	16682	
1961	-20	10791	13290	4256	-10397	6449	-6744	-9791	5666	
1940	-41	7161	265	-18254	-48292	-13759	-40803	-47050	-15363	

**GRAFICO Nro. IV.2**  
**METODO DE INTERES SIMPLE**



### 4.1.1.3 Método de la Parábola de Segundo

Grado:

Basado en la siguiente ecuación:

$$Y = Cx^2 + Bx + A$$

donde:

A = Población del año base.

B, C = Coeficientes de variación.

X = tiempo en años.

Y = Población futura.

CUADRO 1

AÑO CENSAL	X (AÑOS)	X <sup>2</sup>	Y (POBLAC.)
1940	0	0	7161
1961	21	441	10791
1972	32	1024	15743

Del cuadro 1 tenemos:

$$A = 7161,$$

$$10791 = 7161 + 21B + 441C \dots\dots\dots I$$

$$15743 = 7161 + 32B + 1024C \dots\dots\dots II$$

Resolviendo las ecuaciones I y II  
obtenemos:

$$B = -9.137 \quad ; \quad C = 8.666$$

La ecuación obtenida es:

$$Y_1 = 8.666x^2 - 9.137x + 7161$$

CUADRO 2

AÑO CENSAL	X (AÑOS)	X <sup>2</sup>	Y (POBLAC.)
1940	0	0	7161
1961	21	441	10791
1981	41	1681	25694

Del cuadro 2 tenemos:

$$A = 7161,$$

$$10791 = 7161 + 21B + 441C \dots\dots\dots I$$

$$25694 = 7161 + 41B + 1681C \dots\dots\dots II$$

Resolviendo las ecuaciones I y II  
obtenemos:

$$B = -120.261 \quad ; \quad C = 13.958$$

La ecuación obtenida es:

$$Y_2 = 13.958x^2 - 120.261x + 7161$$

CUADRO 3

AÑO CENSAL	X (AÑOS)	X <sup>2</sup>	Y (POBLAC.)
1940	0	0	7161
1972	32	1024	15743
1981	41	1681	25694

Del cuadro 3 tenemos:

$$A = 7161,$$

$$15743 = 7161 + 32B + 1024C \dots\dots\dots I$$

$$25694 = 7161 + 41B + 1681C \dots\dots\dots II$$

Resolviendo las ecuaciones I y II obtenemos:

$$B = -385.445 \quad ; \quad C = 20.426$$

La ecuación obtenida es:

$$Y_1 = 20.426x^2 - 385.445x + 7161$$

CUADRO 4

AÑO CENSAL	X (AÑOS)	X <sup>2</sup>	Y (POBLAC.)
1961	0	0	10791
1972	11	121	15743
1981	20	400	25694

Del cuadro 4 tenemos:

$$A = 10791,$$

$$15743 = 10791 + 11B + 121C \dots\dots\dots I$$

$$25694 = 10791 + 20B + 400C \dots\dots\dots II$$

Resolviendo las ecuaciones I y II obtenemos:

$$B = 89.665 \quad ; \quad C = 32.774$$

La ecuación obtenida es:

$$Y_1 = 32.774x^2 + 89.665x + 10791$$

Del cuadro N<sup>o</sup> IV.3 y gráfico N<sup>o</sup> IV.3,

la curva elegida es:

$$Y_2 = 13.958x^2 - 120.261x + 7161$$

C U A D R O N r o. I V. 3

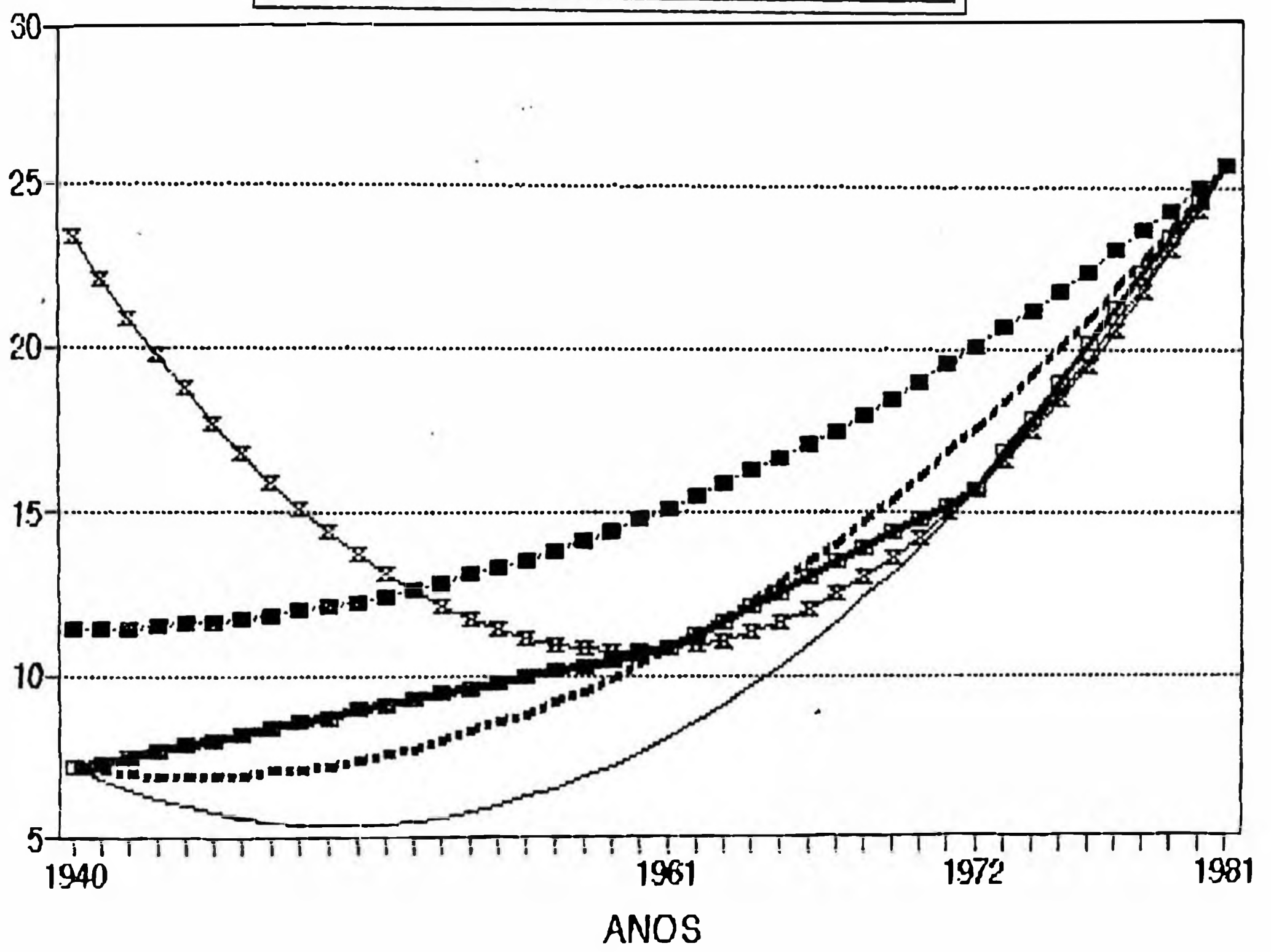
M E T O D O P A R A B O L A D E S E G U N D O G R A D O

		P O B L A C I O N				P R O G R E S I V A			
A N O S	T (A N O S)	P O B L A C C E N S A D A	P f 1 = Y 1		P f 2	P f 3	P f 4 = Y 4		
			P F 1	C O R R E G I D O B A S E 8 1			A N O S	P f 4 = Y 4	
1981	41	25694	21354	25694	25694	25694	20	25694	
1972	32	15743	15743	20083	17606	15743	11	15743	
1961	21	10791	10791	15131	10791	8075	0	10791	
1940	0	7161	7161	11501	7161	7161	-21	23361	

C O R R E C C I O N B A S E 8 1 = 25694 - 21354 = 4,340



GRAFICO Nro. IV.3  
METODO PARABOLA SEGUNDO GRADO



—■— CENSO	---■--- PF1	..... PF2
— PF3	-x- PF4	

#### 4.1.1.4 Método de Incrementos Variables:

Basado en la siguiente ecuación:

$$P_t = P_n + m A'P + (m(m+1)/2) A''P$$

donde:

$P_t$  = Población en el año t.

$P_n$  = Población última de referencia.

m = número de intervalos en decenas de años.

$A'P$  = Promedio de los intervalos variables de población.

$A'P = (P_n - P_0) / (n-1)$

$P_0$  = Población inicial.

n = número de clases con diez años de intervalos entre clases.

$A''P$  = Promedio de los incrementos variables de la población.

$A''P = \{(P_n - P_{n-1}) - (P_1 - P_0)\} / (n-2)$ .

$P_{n-1}$  = Población última de referencia.

$P_1$  = Población siguiente a la inicial.

DATOS EXTRAIDOS DE LA CURVA CENSAL

DEL GRAFICO Nº IV.4

AÑO	POBLACION
1941	7,332
1951	9,047
1961	10,791
1971	15,272
1981	25,694

$$A'P = (25694 - 7332) / (5 - 1) = 4,591$$

$$A'P = 4,591$$

$$A''P = \{ (25694 - 15272) - (9047 - 7332) \} / (5 - 2)$$

$$A''P = 2,902$$

Luego;

$$P_t = 25694 + 4591m + 1451m(m+1)$$

4.1.1.5 Método Racional:

Basado en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_0 + [ C.V. + Mig ] . n$$

$$P_f = P_0 + [ (N-D) + (I-E) ] . n$$

donde:

C.V. = Crecimiento vegetativo.

Mig. = Migraciones.

$P_f$  = Población futura.

PROBABILIDAD EN MILES

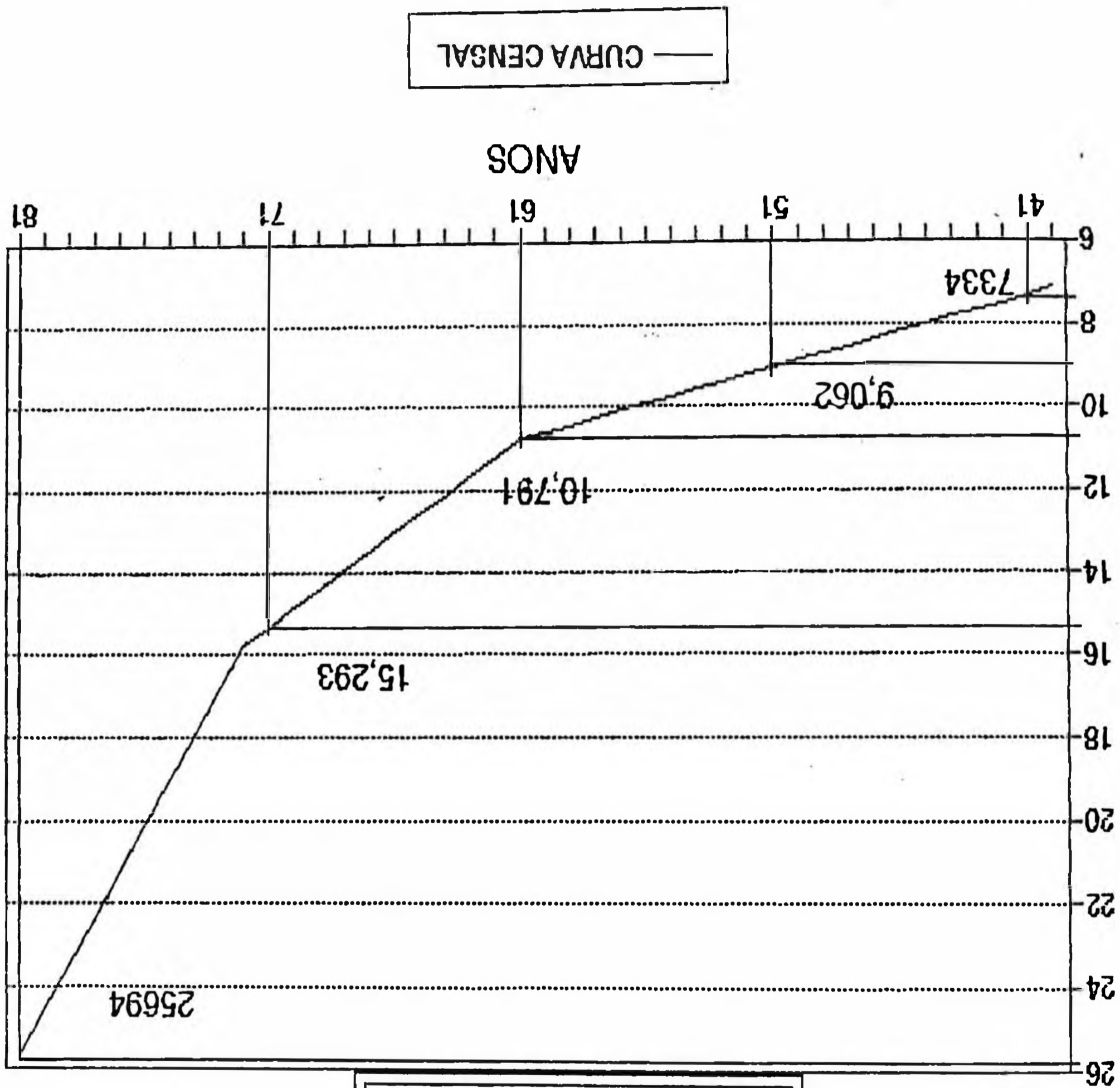


GRAFICO No. IV.4  
CURVA CENSAL DEL PERU

$P_0$  = Población del año base.  
 $n$  = Número de años.  
 $N$  = Nacimientos.  
 $D$  = Defunciones.  
 $I$  = Inmigraciones.  
 $E$  = Emigraciones.

De la información estadística del cuadro Nro. IV.4, tenemos lo siguiente:

$$P.VEG. 81 = 15743 + 660 \times 9 = 21683$$

$$P.Tot.81 = 25694 - 21683 = 4011$$

$$\text{Migraciones: } 4011/9 = 446$$

$$P_f = 25694 + (660 + 446) \cdot n$$

Por lo tanto,

$$P_f = 25964 + 1106n$$

#### 4.1.1.6 Método Crecimiento Geométrico del Perú:

Basado en la información censal a nivel del Perú mostrada en el cuadro NO IV.5:

La ecuación a utilizarse es:

$$P_f = P_0(1+i)^t$$

donde:

$P_0$  = Población inicial.

$P_f$  = Población futura.

$i$  = tasa crecimiento.

CUADRO NO IV.4

CUADRO ESTADISTICO DE NACIMIENTOS Y DEFUNCIONES DE LA LOCALIDAD DE PAITA

AÑO	NACIM.	DEFUNC.	CREC. VEGET.
1972	695	214	481
1973	746	178	568
1974	799	142	657
1975	774	148	626
1976	821	156	665
1977	870	180	690
1978	909	173	736
1979	957	161	796
1980	959	235	724
TOTAL	7.530	1.587	5.943
PROM.	837	176	660

**CUADRO Nº IV.5**

**INFORMACION CENSAL A NIVEL DEL PERÚ**

<b>Año</b>	<b>POBLACION</b>
<b>1940</b>	<b>6'207,967</b>
<b>1961</b>	<b>9'906,746</b>
<b>1972</b>	<b>13'538,208</b>
<b>1981</b>	<b>17'005,210</b>

t = tiempo en años.

Haciendo uso de la ecuación obtenemos las siguientes tasas de crecimiento:

Año 1940-1961 : i= 2.25%

Año 1961-1972 : i= 2.88%

Año 1972-1981 : i= 2.57%

Prom. geométr. :  $(2.25 \times 2.88 \times 2.57)^{1/3}$   
i= 2.55%

Aplicando este valor a los datos de la localidad de Paita referida al año 1981, se obtiene la siguiente curva:

$$P_t = 25,694(1.0255)^t$$

#### 4.1.1.7 Resumen de curvas seleccionadas y curva elegida.-

Curva A: Método geométrico

$$P_{f6} = 25,694(1.0443)^t$$

Curva B: Método interés simple

$$P_{f1} = 25,694(1+0.0241t)$$

Curva C: Método de la Parábola de Segundo Grado.

$$P_{f2} = 13.958x^2 - 120.261x + 7161$$



Curva D: Método de Incrementos

Variables:

$$P_t = 25694 + 4591m + 1451m(m+1)$$

Curva E: Método Racional:

$$P_f = 25964 + 1106n$$

Curva P: Método de Crecimiento

Geométrico del Perú:

$$P_f = 25,694(1.0255)^t$$

En el cuadro NO IV.6 se muestran los datos de las curvas arriba mencionadas.

**4.1.1.8 Resultado de proyecciones de población.**

De las seis curvas obtenidas de cada método y de acuerdo al gráfico NO IV.5, la curva elegida final es la curva D, del método de Incrementos Variables, la cual se acerca más a la curva Perú.

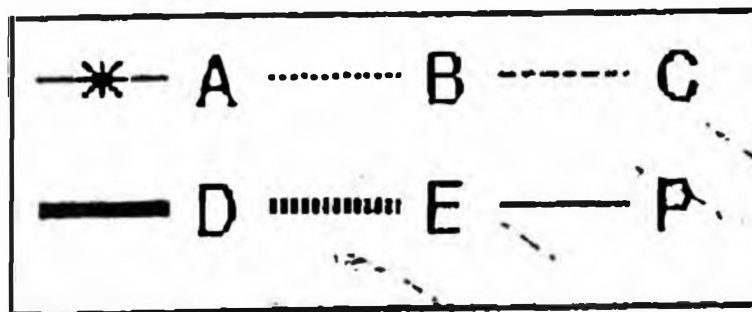
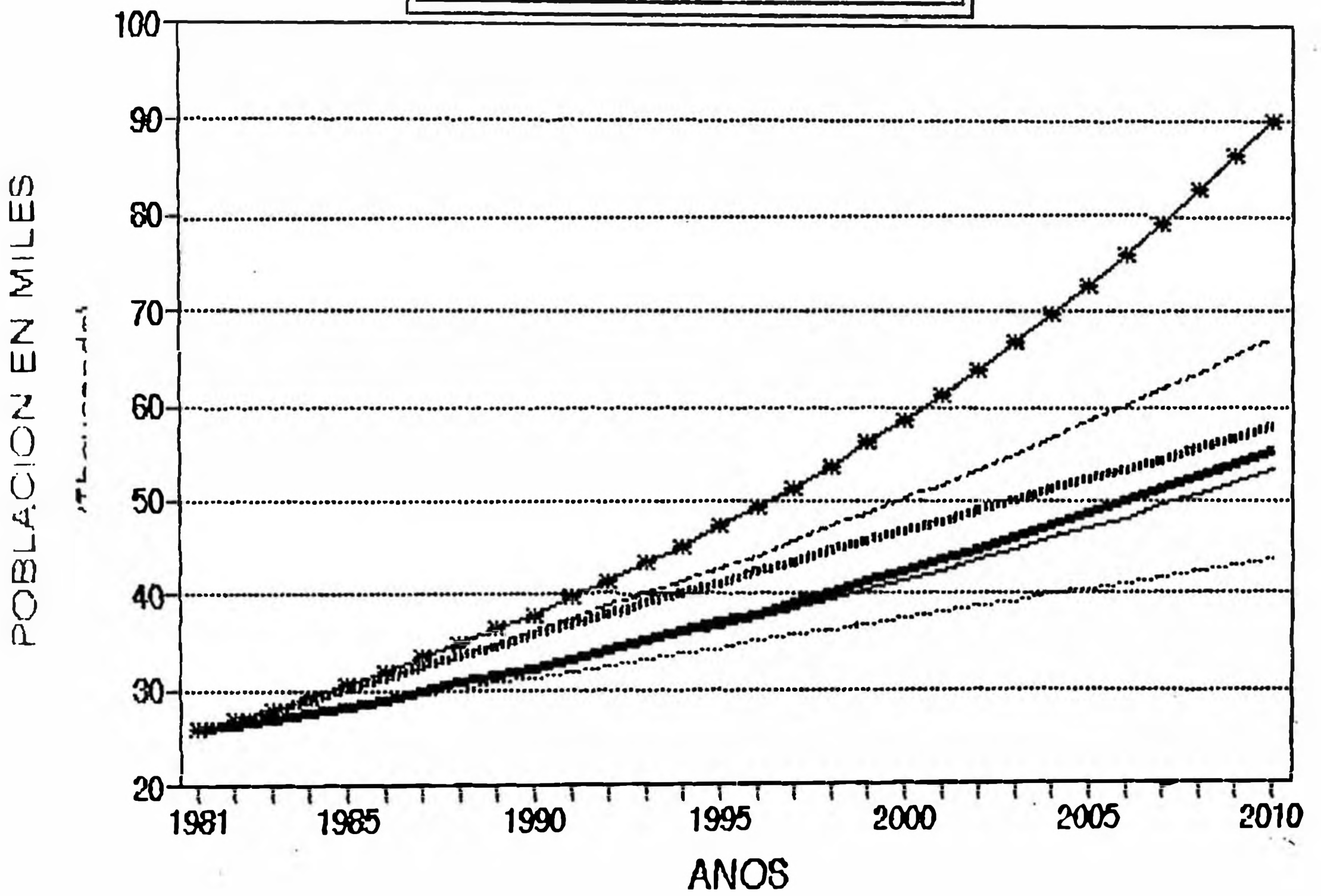
**4.2 Densidad poblacional.**

En la provincia de Paita, según datos de la

CUADRO Nro. IV.6  
CUADRO DE PROYECCIONES DE LA POBLACION

M E T O D O									
t = n (ANOS)	ANO	GEOMETRICO	INTERES SIMPLE (t= X)	PARAB. 2do. GRADO	INCREMENTOS VARIABLES	RACIONAL (n)	CREC.G EOM. DEL PERU (t)		
		CURVA A	CURVA B	X	CURVA C	■	CURVA D	CURVA E	CURVA P
0	1981	25,694	25,694	41	25,694	0.0	25,694	25,694	25,694
1	1982	26,832	26,313	42	26,732	0.1	26,312	26,800	26,349
2	1983	28,021	26,932	43	27,798	0.2	26,960	27,906	27,021
3	1984	29,262	27,552	44	28,892	0.3	27,635	29,012	27,710
4	1985	30,559	28,171	45	30,014	0.4	28,340	30,118	28,417
5	1986	31,912	28,790	46	31,164	0.5	29,074	31,224	29,141
6	1987	33,326	29,409	47	32,342	0.6	29,836	32,330	29,884
7	1988	34,802	30,029	48	33,548	0.7	30,627	33,436	30,647
8	1989	36,344	30,648	49	34,781	0.8	31,448	34,542	31,428
9	1990	37,954	31,267	50	36,043	0.9	32,296	35,648	32,229
10	1991	39,636	31,886	51	37,332	1.0	33,174	36,754	33,051
11	1992	41,391	32,505	52	38,650	1.1	34,080	37,860	33,894
12	1993	43,225	33,125	53	39,995	1.2	35,016	38,966	34,758
13	1994	45,140	33,744	54	41,368	1.3	35,980	40,072	35,645
14	1995	47,140	34,363	55	42,770	1.4	36,973	41,178	36,554
15	1996	49,228	34,982	56	44,199	1.5	37,994	42,284	37,486
16	1997	51,409	35,602	57	45,656	1.6	39,045	43,390	38,442
17	1998	53,686	36,221	58	47,141	1.7	40,124	44,496	39,422
18	1999	56,064	36,840	59	48,653	1.8	41,232	45,602	40,427
19	2000	58,548	37,459	60	50,194	1.9	42,369	46,708	41,458
20	2001	61,142	38,079	61	51,763	2.0	43,535	47,814	42,515
21	2002	63,850	38,698	62	53,359	2.1	44,730	48,920	43,599
22	2003	66,679	39,317	63	54,984	2.2	45,953	50,026	44,711
23	2004	69,633	39,936	64	56,636	2.3	47,205	51,132	45,851
24	2005	72,717	40,555	65	58,317	2.4	48,486	52,238	47,021
25	2006	75,939	41,175	66	60,025	2.5	49,796	53,344	48,220
26	2007	79,303	41,794	67	61,761	2.6	51,134	54,450	49,449
27	2008	82,816	42,413	68	63,525	2.7	52,502	55,556	50,710
28	2009	86,485	43,032	69	65,317	2.8	53,898	56,662	52,003
29	2010	90,316	43,652	70	67,137	2.9	55,323	57,768	53,329

GRAFICO No. IV.5  
PROYECCION DE POBLACION



Oficina Regional de Estadística e Informática, se estima que existe en 1993, un total de 12,898 viviendas, lo que arroja una densidad de 6.1 habitantes por vivienda.

Sin embargo a nivel del distrito de Paita el número de viviendas sólo llega a 6,264 por lo cual la densidad es mayor llegando a 6.6 habitantes por vivienda.

#### **4.3 Areas de expansión urbana.**

Al estar constituida la Zona Alta de Paita por una extensa área denominada Tablazo, se considera como zona de expansión urbana futura; no ocurriendo así en la Zona Baja de Paita la cual está limitada por el Océano Pacífico, acantilados y cerros por lo que no consideramos expansión urbana, salvo crecimiento vertical.

#### **4.4 Factores que influyen en el consumo de agua.**

##### **4.4.1 Factores Generales:**

##### **4.4.1.1 Clima.-**

Uno de los factores que influye en el consumo del agua es el clima, lógicamente se da una mayor demanda en la época de verano cuya temperatura máxima varía entre 30°C y 36°C y la mínima entre 19°C y 24°C. Caracterizan a esta zona de Paita de muy calurosa

en época de verano y templada en las épocas de invierno.

#### **4.4.1.2 Hábitos y Niveles de vida.-**

Siendo la localidad de Paita una zona netamente pesquera, por lo consiguiente, la mayoría de su población utiliza el recurso hídrico para fines de lavado y de proceso de las especies hidro-biológicas en su actividad industrial y comercial.

#### **4.4.1.3 Actividades de la población.-**

La población se dedica netamente a tareas de la industria pesquera, artesanal e industrial (especies marinas para consumo humano e industrial, producción de harina de pescado, aceite, construcción de embarcaciones y su mantenimiento, reparación y armado).

#### **4.4.1.4 Tamaño de la población.-**

La población a ser considerada en el presente estudio es la que se ubica en la parte alta de la localidad de Paita, y que en el reciente censo año 1993 es de 21,836 habitantes. No se

considera la población existente en la Zona Baja, la que sí cuenta con los servicios de agua potable y alcantarillado y, además, su crecimiento horizontal está limitado.

#### **4.4.2 Usos del agua.**

##### **4.4.2.1 Domésticos.-**

En la Zona Alta de Paita el presente estudio beneficiará, con su ejecución, aproximadamente a 3,500 viviendas, por lo que el uso doméstico del agua es predominante en esta zona.

##### **4.4.2.2 Comercial.-**

La actividad comercial es muy restringida en esta zona debido a la falta del recurso hídrico. La actividad comercial que predomina es la venta de combustibles y lubricantes, servicios de frío, no encontrándose otras de mayor interés.

##### **4.4.2.3 Industrial.-**

A lo largo de la carretera Paita-Sullana donde se extienden las líneas de conducción por bombeo del Arenal a Paita, entre los Kms. 12.7 y 25.00, se

ubican:

-Avícolas: la Esmeralda, las Peñas, San Eulogio y el establo Santa Cruz.

-Industrias pesqueras: Cersa, Interpesca, Paita Fishing, Neptuno, Telenor, Aliconsa, Escuza, Agronorsa, Unimar, RR.muelle, Const. Pacífico, Delphus, Molinera, Serpasa, y Agro Export, la mayoría de ellas dedicadas al proceso de productos hidrobiológicos, las cuales hacen uso del agua para su proceso, lavado de filetes, vajillas, pisos, etc. Esta actividad es predominante en la actualidad ya que dichas industrias se sirven del elemento líquido de la línea de conducción de  $\phi 16''$  del Eje Paita-Talara.

#### 4.4.2.4 Usos semi-públicos.-

No se desarrollan actividades nocturnas, es decir es limitado los lugares tipo clubes o de otra índole por lo que el uso del agua en este sentido es mínimo.

#### 4.4.2.5 Usos públicos.-

En la parte alta se encuentra ubicado el Hospital del IPSS, Estadio, Colegios, Biblioteca, Cementerio, Sub estación de Electronoroeste, servicio telefónico y Camal Municipal, los mismos que hacen uso del servicio de agua potable para sus diferentes requerimientos de demandas.

#### 4.5 Dotaciones.

Paita posee una población comprendida entre 10,000 y 50,000 habitantes. Para la Zona Alta de Paita motivo del estudio y, según datos censales recientes del año 1993, la población es de 21,836 habitantes contándose con un clima templado y cálido; por lo que se considera para la localidad de Paita una dotación de 180 lt./hab/día, de acuerdo a los consumos registrados en predios con medición (promedio de consumo por predio de 35 mt<sup>3</sup>/mes) y basados también en el "Reglamento de normas y requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinado a localidades urbanas".

#### 4.6 Variaciones de consumo.

En relación a las variaciones de consumo se considerarán las siguientes relaciones con respecto al promedio anual de la demanda:



- a) Máximo anual de la demanda diaria: 1.3
- b) Máximo anual de la demanda horaria; Población mayor a 10,000 habitantes: 1.8

#### 4.7 Caudales de diseño.

Del resultado del estudio de métodos para obtener la población de diseño para el año 2010, resultó elegida la curva "D" del método de Incrementos variables, y según el cuadro N° IV.6, la población proyectada es de 55,323 hab., y de acuerdo al último censo 1993 tenemos:

- Poblac.act.alta : 21,836 hab.
- Poblac.act.baja : 19,519 hab.

Asumimos un 5% de 55,323 hab., como población futura en la zona baja de Paita, que es de 2,766 hab.

Por lo tanto:

Pob.2,010 proyecto:  $55,323 - (19,519 + 2,766)$  hab.

Poblac.2,010 proyecto = 33,038 hab.

##### 4.7.1 Caudal promedio ( $Q_p$ ):

$$Q_p = 33,038 \times 180 / 86400 \text{ lps.}$$

$$Q_p = 68.83 \text{ lps.}$$

##### 4.7.2 Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ):

$$Q_{md} = 1.3 \times 68.83 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} = 89.48 \text{ lps.}$$

#### 4.7.3 Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ):

$$Q_{mh} = 1.8 \times 68.83 \text{ lps.}$$

$$Q_{mh} = 123.89 \text{ lps.}$$

#### 4.7.4 Caudal de bombeo ( $Q_b$ ):

Para el presente estudio se proyectará un sistema:

- a. Cisterna.
- b. Línea de Impulsión.
- c. Tanque elevado.
- d. Línea de aducción.
- e. Redes de distribución.

Por lo que:

$$Q_b = (24/N)Q_{md} ; \text{ para } N=18 \text{ horas de bombeo.}$$

$$Q_b = (24/18) \times 89.48 \text{ lps.}$$

$$Q_b = 119.30 \text{ lps.}$$

#### 4.7.5 Caudal contraincendio ( $Q_i$ ):

Consideramos 2 hidrantes.

$$Q_i = 2 \times 15 \text{ lps} = 30 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} + Q_i = 89.48 + 30 = 119.48 \text{ lps.}$$

$$Q_{mh} = 123.89 \text{ lps}$$

Por lo tanto :

$$Q_{md} + Q_i < Q_{mh} ; \text{ entonces el caudal de diseño será el } Q_{mh}.$$

#### 4.8 Volumen de almacenamiento.

##### 4.8.1 Volumen de Regulación ( $V_r$ ) :

Adoptaremos como volumen de regulación el 25% del promedio anual de la demanda.

$$V_r = (25/100) \times 68.83 \times 86,400 / 1000 \text{ mt}^3.$$

$$V_r = 1,487 \text{ mt}^3.$$

##### 4.8.2 Volumen Contra Incendio ( $V_i$ ):

Adoptaremos un volumen de demanda Contra Incendio, considerando una capacidad adicional en el reservorio (tanque elevado), equivalente a 2 horas, simultáneamente con 2 hidrantes y con 15 lps.

$$V_i = 2 \times 2 \times 15 \times (3,600 / 1000)$$

$$V_i = 216 \text{ mt}^3.$$

##### 4.8.3 Volumen de Reserva ( $V_{res}$ ):

En el presente estudio consideramos un volumen de reserva, como previsión y provisión para cubrir interrupciones por paralizaciones de la planta de tratamiento y averías en las líneas de conducción por bombeo, estimando para la determinación de esta capacidad un período de interrupción de 2 horas del promedio de consumo.

$$V_{res} = 2 \times 68.83 \times (3,600 / 1000)$$

$$V_{res} = 496 \text{ mt}^3.$$

Por lo tanto:

Volumen de almacen. = 1,487+216+496 mt<sup>3</sup>.

Volumen de almacenamiento  $\approx$  2,200 mt.<sup>3</sup>

#### 4.9 Caudal de contribución al sistema de alcantarillado

Adoptaremos que el 80% del caudal de agua potable consumida ingresará al sistema de alcantarillado y, para los resultados de la capacidad del proyecto de dicho sistema, el porcentaje anterior se aplicará al caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria de agua potable ( $Q_{nh}$ ).

$$Q_{cont} = 80\% Q_{nh}$$

$$Q_{cont} = (80/100) \times 123.89 \text{ lps.}$$

$$Q_{cont} = 99.11 \text{ lps.}$$

## CAPITULO V

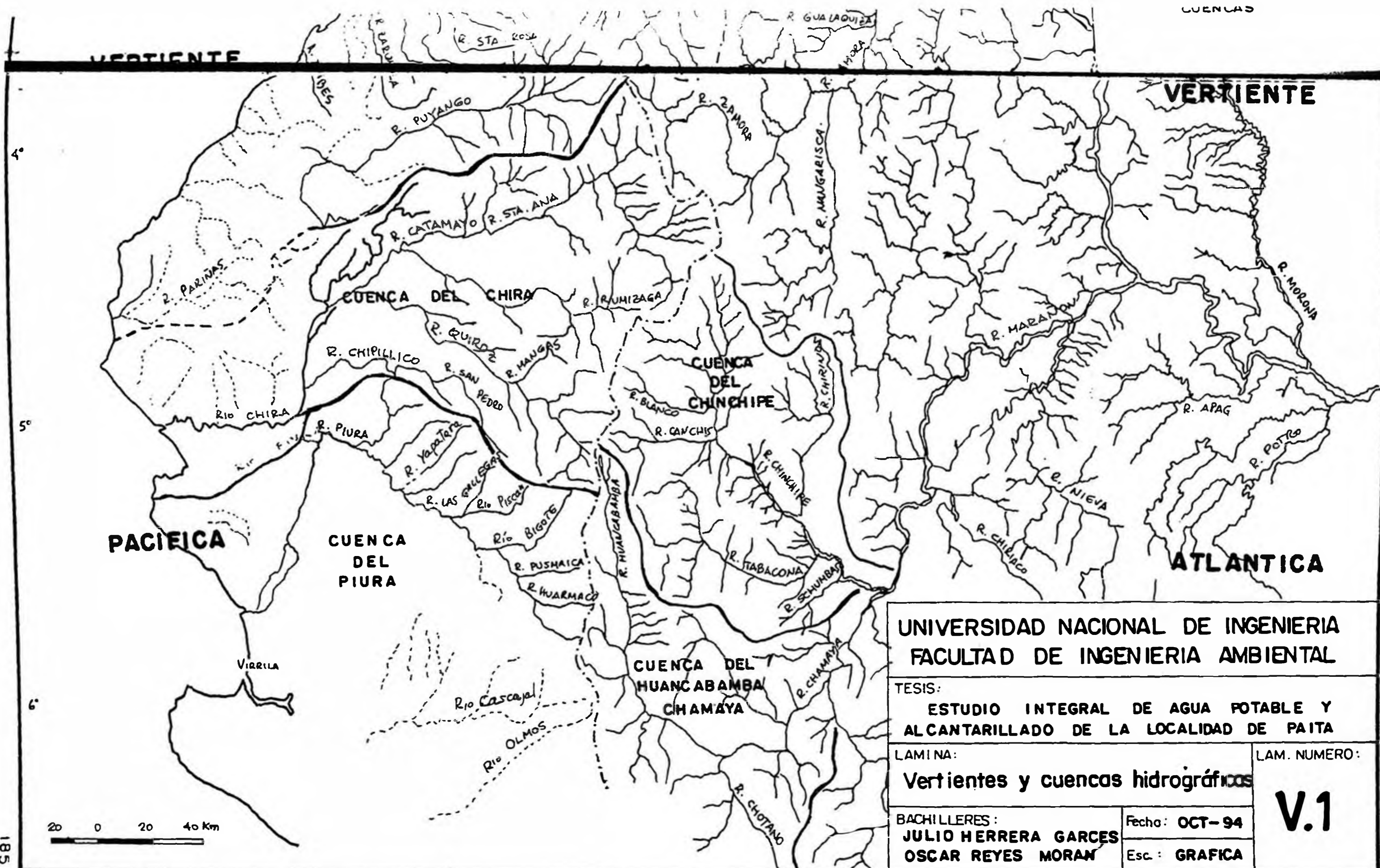
### ESTUDIO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

#### 5.1 Tipo de fuente.

En la localidad de Paita y en toda la provincia de Paita no existe otro tipo de fuente que la superficial dada por la presencia del caudaloso río Chira el cual provee del líquido elemento para toda la zona de Talara, Sullana y Paita.

La Región Grau, en el norte del Perú, situada entre los 4°00' y los 5°03' de latitud Sur y los 79°25' y los 81°04' de longitud oeste, es una de las más importantes del país por su variedad de riqueza en recursos naturales (minería no metálica, petróleo, pesca y la relativa calidad para uso agrícola de sus suelos). Cuenta con 4 ríos principales alrededor de los cuales gira la actividad socio-económica de la mayoría de su población: los ríos Tumbes, Piura, Chira y el Huancabamba (ver lámina N° V.1).

De ellos, el Chira es el que mantiene un caudal abundante todo el año, con una masa anual calculada de 2,000 millones de mt<sup>3</sup>. Esto ha dado origen a uno de los más ambiciosos proyectos de irrigación, el



CUENCAS

VERTIENTE

VERTIENTE

PACÍFICA

CUENCA DEL PIURA

CUENCA DEL HUANCABAMBA  
CHAMAYA

ATLANTICA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS:  
ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA

LAMINA:  
Vertientes y cuencas hidrográficas

LAM. NUMERO:

BACHILLERES:  
JULIO HERRERA GARCES  
OSCAR REYES MORAN

Fecha: OCT-94  
Esc.: GRAFICA

V.1

20 0 20 40 Km

SBI

Proyecto Chira-Piura, con la finalidad de distribuir convenientemente el recurso hídrico mediante la derivación de las aguas del río Chira (hasta 70 mt<sup>3</sup>/seg) al valle del Medio y Bajo Piura.

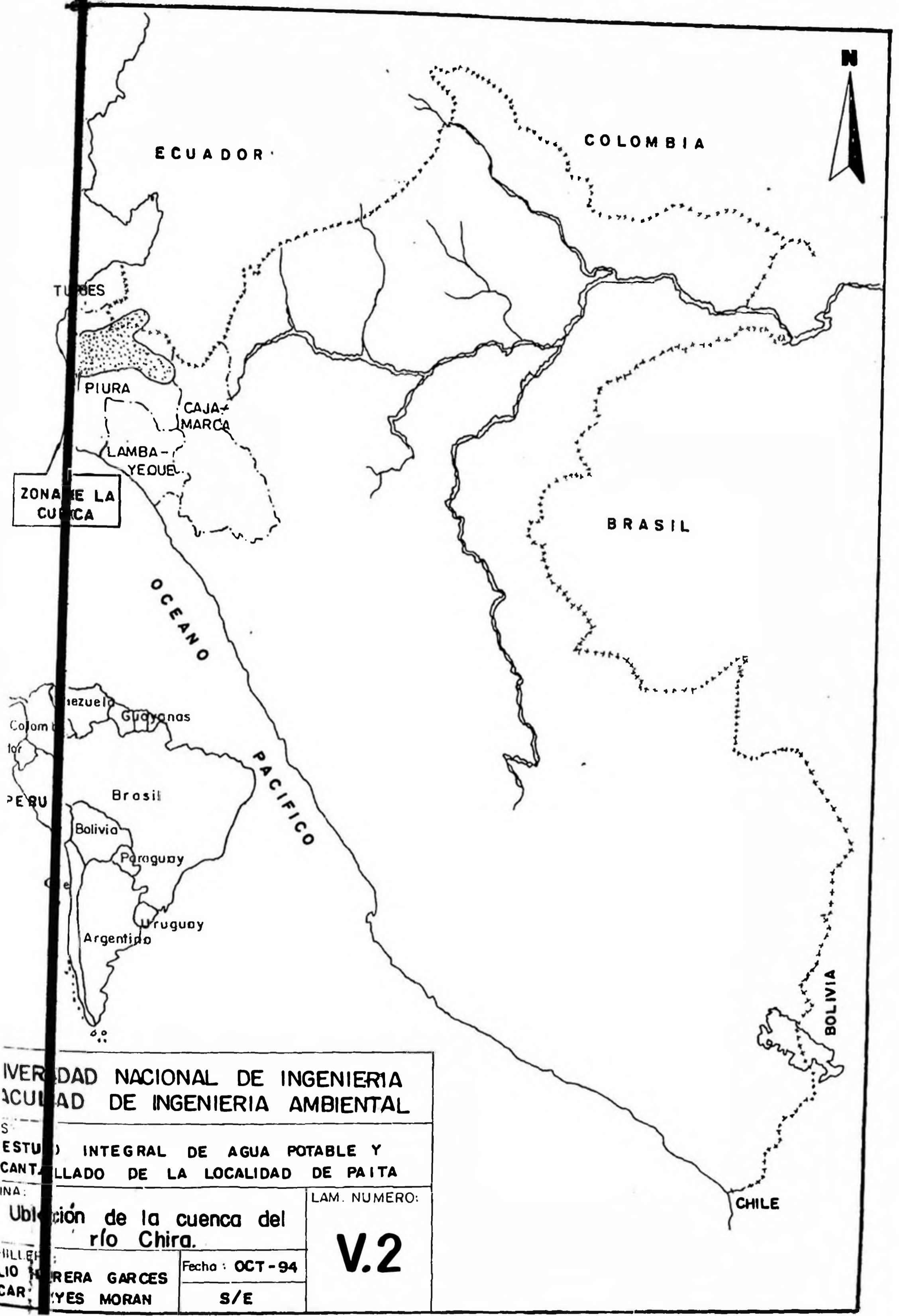
Asimismo, la demanda urbana de agua crece en términos de calidad, cantidad y oportunidad con motivo de implementar los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, a la creciente industrialización y a otros usos esenciales para el desarrollo y bienestar socio-económico de los pueblos.

#### 5.1 Cuencas Hidrográficas y descripción del río Chira.

En la región Grau existen más de una cuenca hidrográfica, incluso el agua que cae en esta región, producto de la precipitación va en su mayoría al Océano Pacífico, pero también en parte al Atlántico a través de las cuencas de los ríos Huancabamba y Chinchipe. Las dos cuencas más importantes pertenecen a la vertiente pacífica. Son las cuencas de los ríos Piura y Chira (ver lámina N<sup>o</sup> V.2).

Los ríos más importantes de la región son el Chira, Piura y el Tumbes, cuyas aguas van a dar al Pacífico. A ellos se suma el Huancabamba, que drena sus aguas hacia el río Marañón, el gran río de la cuenca Amazónica.

El río Chira es un río binacional. Nace en los deshielos del Nudo de Loja (Ecuador), teniendo sus orígenes principales en la laguna ecuatoriana de



<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> <b>ACADEMIA DE INGENIERIA AMBIENTAL</b>	
<b>ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y</b> <b>CANTABILIDAD DE LA LOCALIDAD DE PAITA</b>	
TITULO: <b>Ubicación de la cuenca del</b> <b>rio Chira.</b>	LAM. NUMERO:  <b>V.2</b>
AUTOR: <b>LIO MORALES GARCÉS</b> <b>CARLOS VES MORAN</b>	Fecha: <b>OCT-94</b>  <b>S/E</b>



Mamayocos y se conoce como río Catamayo o Santa Rosa, que confluye con el río Macará en el hito Catamayo. El río Macará sirve de límite al Perú con Ecuador, en un sector de la frontera localizado al Norte del departamento de Piura; tiene sus nacientes en la Cordillera Occidental con el nombre de río Quingo y avanza con dirección NO, cambia luego su denominación por la de río Espíndola y al unirse con el río Amaluza forman el río Calvas, que al pasar por la localidad fronteriza de Macará toma su nombre, para luego, al unirse con el Catamayo conformar el río Chira. El río con este nombre, continua marcando la frontera con dirección al Sur y recibe la contribución del río Quiroz, que es totalmente peruano y se forma de la afluencia de varios ríos, como Palo Blanco, Tomayaca, Tulman, Sancay, Mangas, etc; continua por la frontera hasta recibir la afluencia del río ecuatoriano Alamor penetrando tierras de nuestro país, por territorio del departamento de Piura. Aguas abajo recibe el aporte del río Chipillico; sigue una dirección Suroeste, hasta Sullana, lugar a partir del cual, se dirige al Oeste, hasta desembocar en el Océano Pacífico, en un lugar llamado La Bocana, a 60 kms. al Norte de Paita.

El Chira corre por un lecho encajonado y el valle que forma es de poca amplitud, motivo por el cual hay abundancia de agua para la agricultura, que inclusive excede a las necesidades y se pierde en el mar durante todo el año. Importantes superficies de su

margen derecha localizadas por encima de sus riberas, son regadas con las aguas de este río, que son elevadas de 15 a 30 metros por sistemas de bombeo. Se emplea esta modalidad debido a las riberas altas que enmarcan el lecho fluvial.

El Chira abastece aproximadamente el 50% del volumen total disponible de agua en las fuentes de la zona Norte. Sus flujos son perennes y no muestran grandes variaciones, principalmente debido a las contribuciones que recibe de sus afluentes en el Ecuador, donde la pluviosidad es más regular (ver lámina NO V.3).

Su masa mínima anual fue medida en 1968 y fue de 638.8 millones de mt<sup>3</sup>. y la máxima de 15,932.4 millones de mt<sup>3</sup>. en 1983 (ver cuadro NO V.1), año en que adquirió gran intensidad por el fenómeno del niño en la parte norte del país. Su masa media anual es de 3,027.7 millones de mt<sup>3</sup>. lo que lo coloca entre los primeros ríos de la costa peruana.

### **5.1.1 Características de la cuenca.**

#### **5.1.1.1 Topografía.**

La cuenca del Chira se caracteriza por su heterogeneidad espacial, con altitudes que van desde los 0 m.s.n.m. a 3,500 m.s.n.m.

CUADRO Nro. V.1  
MASAS DEL RIO CHIRA 1937-1989

ANOS	MASA AVDA.	MASA ANUAL	ANOS	MASA AVDA.	MASA ANUAL
1937	706.2	1,269.1	1963	642.7	1,021.8
1938	1,614.0	2,623.8	1964	445.3	975.5
1939	4,053.9	6,725.8	1965	3,266.3	4,726.3
1940	1,557.9	3,018.0	1966	768.2	1,077.1
1941	5,776.0	7,644.2	1967	620.0	985.0
1942	969.1	1,558.5	1968	345.0	638.8
1943	6,169.0	8,363.3	1969	815.4	1,324.0
1944	1,443.1	2,199.3	1970	1,276.3	2,126.2
1945	1,810.3	2,477.0	1971	2,398.6	3,328.0
1946	1,331.5	2,132.3	1972	3,714.6	5,093.5
1947	586.7	1,382.3	1973	3,204.8	4,377.5
1948	909.1	1,403.8	1974	1,020.6	1,788.6
1949	3,264.9	3,926.1	1975	2,227.7	3,492.2
1950	403.7	1,090.0	1976	3,205.4	5,314.7
1951	1,778.6	2,624.5	1977	2,148.6	3,490.0
1952	1,691.5	2,364.6	1978	674.6	1,490.6
1953	5,444.2	7,683.6	1979	917.7	1,638.1
1954	862.1	1,445.9	1980	959.4	1,800.7
1955	1,476.0	2,234.7	1981	1,272.9	1,901.1
1956	1,345.0	2,283.1	1982	589.3	1,642.1
1957	2,147.8	3,146.2	1983	10,357.9	15,932.4
1958	1,832.2	2,760.9	1984	4,451.5	6,602.4
1959	951.7	1,547.3	1985	917.7	1,753.4
1960	1,113.3	1,559.8	1986	1,149.3	1,992.0
1961	667.8	1,229.3	1987	2,413.3	3,676.9
1962	1,461.2	2,115.6	1988	928.7	1,401.2
			1989	2,955.9	4,070.0

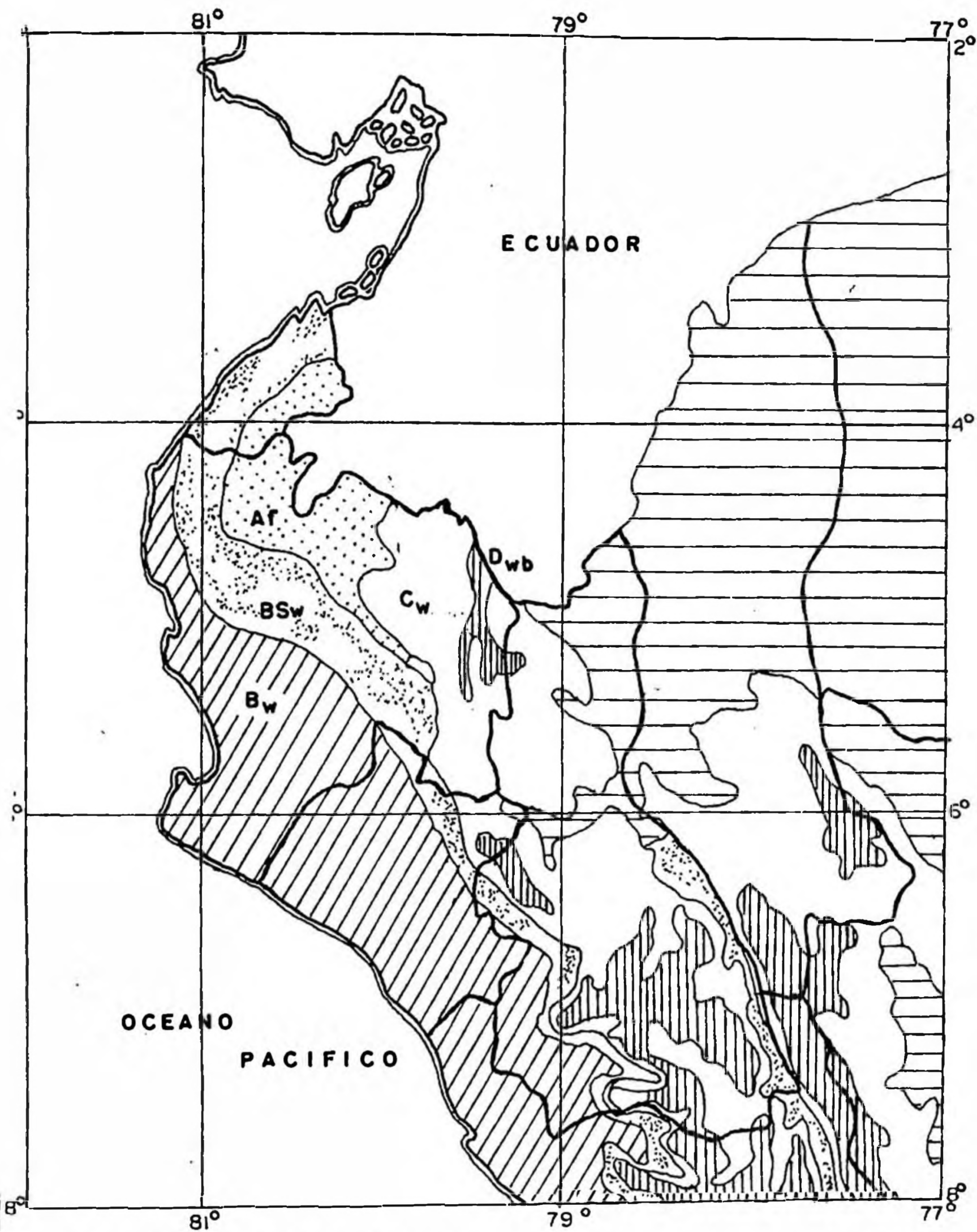
MAXIMA	15,932.4
MINIMA	638.8
MEDIA	3,027.7
STD	2,577.4
VAR	6,642,927.1

#### 5.1.1.2 Climatología.

El clima de la cuenca del río Chira está influenciado por los desplazamiento estacionales de la faja ecuatorial de baja presión y por la corriente de Humboldt, que corre de Sur a Norte a lo largo de la costa norte del Perú desviándose mar adentro 5° de latitud sur, originando variaciones extremas en cantidad de precipitación.

En el litoral la cuenca se caracteriza por la poca precipitación y el clima cálido. Las temperaturas son muy altas en la costa y en las llanuras costeras, aproximadamente 25°C que decrecen con la altura conforme se avanza al interior del país, y nunca desciende al punto de congelación. En zonas de poca precipitación los cielos son claros casi en todo el año con alto porcentaje de luz solar.

En la cuenca del Chira existen 5 tipos de climas que se muestran en la lámina N<sup>o</sup> V.4.



**UN CLASIFICACION DE W. KOPPEN**

- A** : CLIMA SELVA TROPICAL
- B** : CLIMA DE ESTEPA
- B** : CLIMA DE DESIERTO
- C** : CLIMA TEMPLADO MODERADO LLUVIOSO
- D** : CLIMA FRIO (BOREAL)

ENTE ATLAS DEL PERU. IGN.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**

TESIS:  
**ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA**

LAMINA:  
**Distribución climática**

LAM. NUMERO:

BACHILLERES:  
**JULIO HERRERA GARCES  
OSCAR REYES MORAN**

Fecha: **OCT-94**

**S / E**

**V.4**

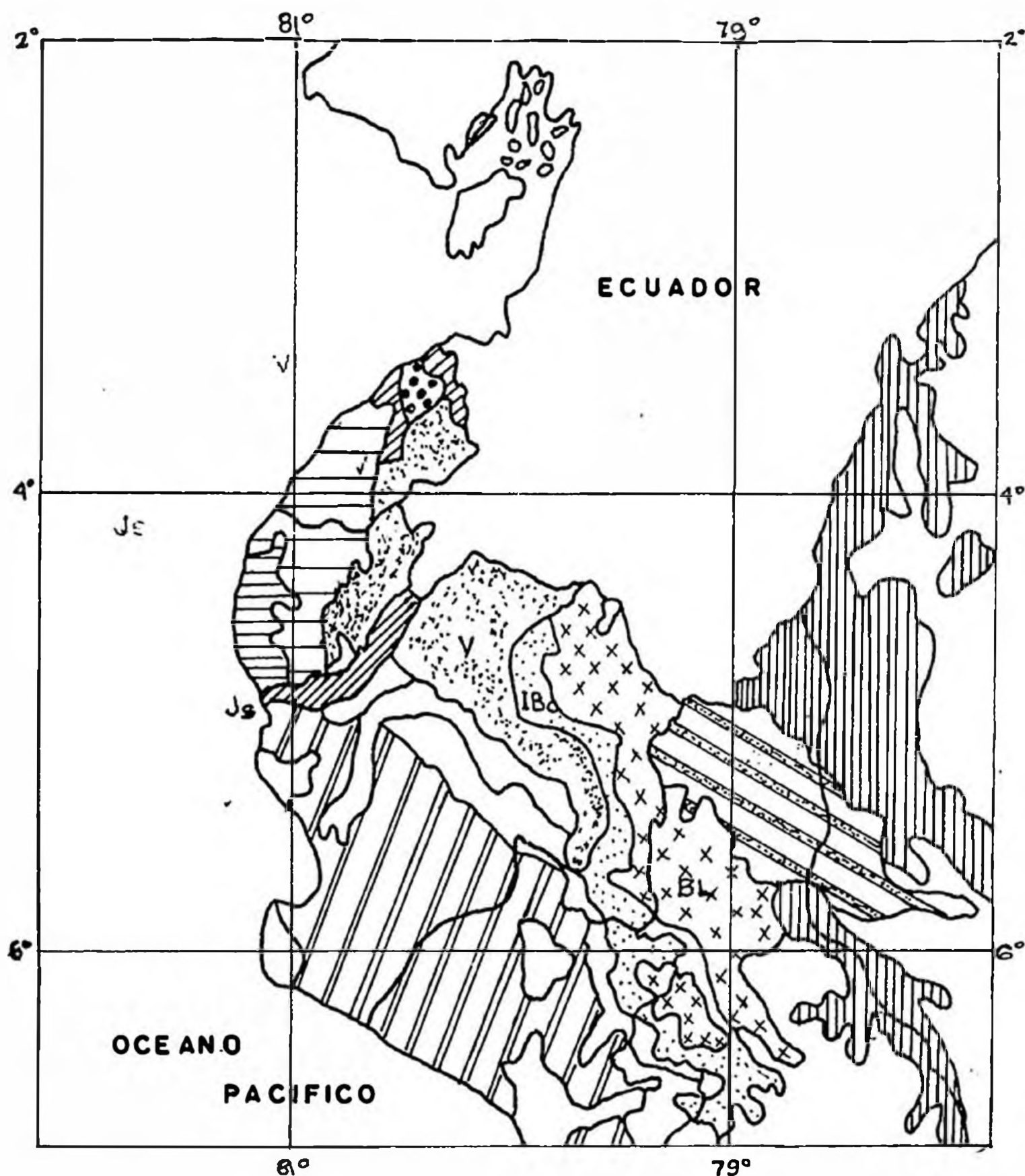
### 5.1.1.3 Geología.



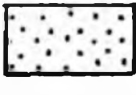
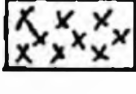
Las rocas sedimentarias y metamórficas de la cuenca del Chira son de diverso origen; así en la cuenca baja se tiene en la margen derecha procedencia del Terciario inferior (formación Chira) y en la margen izquierda del Cuaternario. En la parte alta de la cuenca se hallan rocas del Cretáceo medio superior; y en la zona del río Quiroz las que proceden del Triásico superior y del Jurásico inferior a medio además rocas intrusivas del Cretáceo superior y del Terciario inferior.

### 5.1.1.4 Suelos.

Según lámina NO V.5 se describe brevemente aquellos tipos de suelos que se encuentran en la zona de la cuenca del Chira así como su ubicación.

**Js:** Fluviosoles éutricos y sálicos, en las proximidades del río, en la zona de la cuenca baja. Son suelos de materiales aluviales recientes, de morfología estratificada, capas



- |   |  |
|---|--|
|  | Js : FLUVIOSOLES EUTRICOS<br>FLUVIOSOLES SALICOS |
|  | V : VERTISOLES PELICOS Y CROMICOS                |
|  | IBc : LITISOLES - CAMBISOLES CALCICOS            |
|  | BL : CAMBISOLES EUTRICOS<br>LUVISOLES ORTICOS    |

FUENTE ATLAS DEL PERU. IGN.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**

TESIS:  
**ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA**

LAMINA:  
**Suelos de la región**

LAM. NUMERO :

BACHILLERES:  
**JULIO HERRERA GARCES  
OSCAR REYES MORAN**

Fecha: OCT-94

S/E

**V.5**

de textura y espesor variables. Los suelos sálicos presentan concentraciones salinas.

**V:** Vertisoles pélicos y crómicos, en una gran extensión, en los alrededores del reservorio de Poechos. Son suelos arcillosos profundos, de naturaleza expansible y que se agrietan cuando se secan.

**IVc:** Litosoles y cambisoles cálcicos, en la cuenca media del río Quiroz. Los litosoles son suelos superficiales cuya profundidad está limitada por masas o estratos de roca dura y coherente a partir de los 10 cms. superiores. Los cambisoles cálcicos son suelos de naturaleza calcárea o concentraciones de cal pulvurulenta.

**BL:** Cambisoles éutricos y lubisoles órticos, en la naciente del río Quiroz.

#### 5.1.1.5 Cuencas Interconectadas Chira-Piura.

Los ríos Chira y Piura forman los dos valles norteños más importantes y



sus aguas constituyen el principal recurso hídrico para la agricultura. Sus cuencas se encuentran ubicadas dentro de los 3°45' y 6°17' de latitud Sur y los 79°0' y 81°0' de longitud Oeste.

Como se explicó antes, por el lecho del río Chira, discurre agua todo el año, mientras que el río Piura constituye una fuente insegura de agua, ya que sus descargas medias mensuales van desde los 104 mt<sup>3</sup>/seg. en marzo, hasta 1 mt<sup>3</sup>/seg. entre octubre y diciembre.

A partir del año 1972 se desarrolló el proyecto integral Chira-Piura, obra prevista en tres etapas que supone la irrigación de 162,500 Hás. La primera etapa del proyecto supone la regulación de las descargas naturales del río Chira, por medio de un reservorio de tamaño medio; dicha presa llamada Poechos, cuya capacidad original fue de 1,000 millones de mt<sup>3</sup>. está ubicada en el cauce del río, dos kilómetros aguas arriba de la confluencia de los ríos Chira y Chipillico, en la sub-cuenca Lancones.

La presa almacena y regula la grandes descargas que suelen ocurrir en el río Chira durante la época de avenidas. El agua se entrega a través del canal de derivación, de 70 mt<sup>3</sup>/seg. de capacidad y 54 kms. de longitud, al medio y bajo Piura y a través de las estructuras de salida de la presa misma hacia el canal Miguel Checa y al río, para la parte baja del valle del Chira.

El canal de derivación está en la margen izquierda de la presa, cruza el río Chipillico y continua paralelo al Chira, con dirección suroeste hasta la divisoria de aguas de las cuencas de los ríos Chira y Piura. Desde este punto el canal continua al Sur hasta llegar al río Piura, en un lugar llamado Curumuy.

Estas dos importantes estructuras, la presa de Poechos y el canal de derivación, determinan que los valles del Chira, Medio Piura y Bajo Piura, queden constituidos como una sola unidad de riego al integrarse y complementarse los recursos de los ríos Chira y Piura.

En 1974 se inició la interconexión de los dos ríos, con la planta de bombeo Montenegro, localizada a 7 kms. de Sullana en la margen izquierda del Chira.

La segunda etapa, puesta en marcha en 1980, se refiere básicamente a las obras de rehabilitación del valle del Bajo Piura, como son: Sistema de riego con presa derivadora sobre el río Piura en los Ejidos, canal principal, canales secundarios, terciarios, laterales y sublaterales, terminación de la red de drenaje parcelario y diques de encauzamiento del río Piura.

El proyecto contempla la tercera etapa la construcción de una presa de derivación con aliviadero y compuertas, aproximadamente 800 mts. aguas abajo de la ciudad de Sullana. Dichas aguas serán derivadas para la irrigación por gravedad de más de 19,000 Hás. del valle del Chira mediante dos canales, cuyas cifras estimadas son las siguientes:

- Canal norte: de 58 kms. de longitud, que partirá de la presa de derivación de Sullana con un

caudal máximo de 21 mt<sup>3</sup>/seg., para irrigar 16,000 Hás. netas, de las cuales la mayor parte serán por gravedad.

- Canal sur: de 46 Kms. de longitud, que partirá de la bocatoma de Sullana con un caudal de 12 mt<sup>3</sup>/seg., de los cuales 5 mt<sup>3</sup>/seg. retornarán al cauce como caudal biológico y 7 mt<sup>3</sup>/seg. permitirán el riego de 9,200 Hás. netas por gravedad.

Por otro lado, está la derivación del río Quiroz al cauce del Chipillico, a través del canal Quiroz, a fin de irrigar el valle de Piura. Esto se logra mediante el represamiento de las aguas de estos ríos en el reservorio de San Lorenzo, ubicado en el cauce del Chipillico, y cuya capacidad es de 258 millones de mt<sup>3</sup>. suponiendo la irrigación de 47,000 Hás.

Las aguas de este reservorio son entregadas al valle de Piura por medio de un complejo sistema de canales que se inician en el canal Yuscay, el cual recorre sus 14.1 Kms. en su mayoría

dentro de la cuenca del río Chira. Al entrar en la cuenca del Piura lo hace en el sitio llamado Partidores, donde se dividen 5 canales, canal tejedores, 05, quebrada Monqueguano, Tambogrande y Tablazo.

### 5.1.2 Características del río Chira.

#### 5.1.2.1 Area de la cuenca del Chira.

RIO	CUENCA Tot.Km2		CUENCA HUMEDAD
	1	2	
CHIRA	16,746.54	16,413.04	10,967.08

(1) Areado por el S.A.H.

(2) Area de Cuencas del Servicio Hidrológico.

	AREA PERUANA	AREA ECUATORIANA
RIO CHIRA	9,683.68 KM2.	6,729.36 KM2

#### 5.1.2.2 Caudal de agua circulante:

La fuente de abastecimiento de agua a la localidad de Paita, como se menciona arriba, es el río Chira cuyos datos históricos hidrológicos son:

RIO	PERIODO (años)	MASA ANUAL (MILLONES DE M3)		
		MAXIMA	MEDIA	MINIMA
CHIRA	1937-62	10,858'	3,544'	1,529'

Según estos datos se dispone de un caudal mínimo de 48,484.27 lps. lo que asegura grandemente la satisfacción del requerimiento de agua cruda a ser tratada.

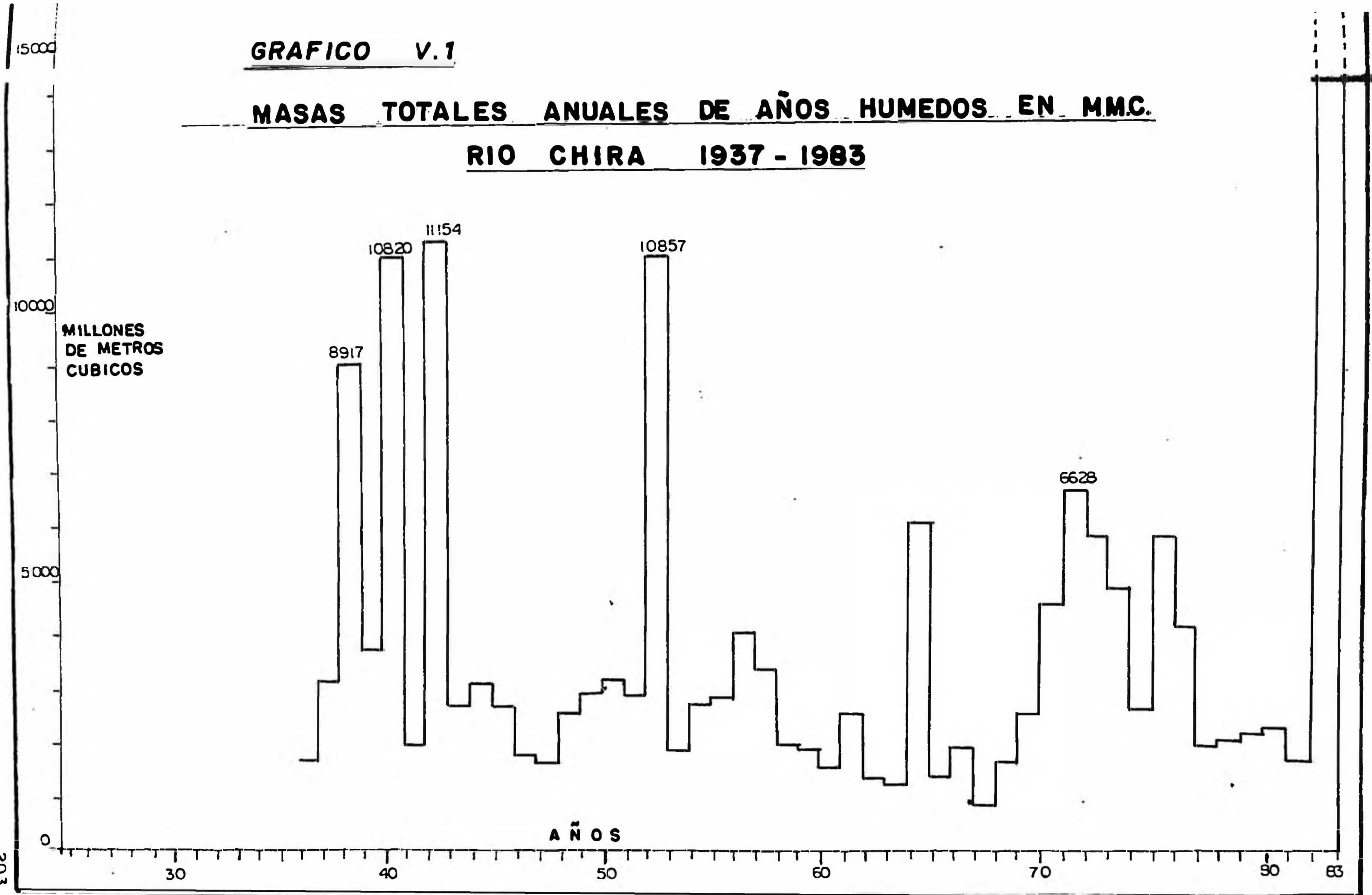
Datos históricos hidrológicos de los años 1937 a 1983, de masas totales anuales de años húmedos en millones de mt3 se muestra en el gráfico Nº V.1, y registros de descargas medias mensuales en el río Chira, de los años 1937 a 1985, se muestra en el cuadro Nº V.2.

#### 5.1.2.3 Características del agua.

De acuerdo a datos históricos obtenidos en la Planta de Tratamiento de El Arenal, se muestra en los cuadros Nº VI.1A, Nº VI.1B y Nº VI.2 los resultados de las pruebas físico-químicas y microbiológicas del agua cruda del río Chira así como del agua tratada en la Planta de Tratamiento de

**GRAFICO V.1**

**MASAS TOTALES ANUALES DE AÑOS HUMEDOS EN MMC.  
RIO CHIRA 1937 - 1983**



CUADRO Nro. V.2  
 REGISTRO DE DESCARGAS MEDIAS MENSUALES EN EL RIO CHIRA  
 ESTACION: PUENTE SULLANA PERIODO: 1937 - 1985 UNIDAD: M3/SEG

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1937	59	81	97	95	52	62	54	23	27	24	11	28
1938	26	72	257	357	137	106	68	42	41	36	25	21
1939	86	429	642	1065	395	270	157	142	84	53	29	65
1940	110	123	310	178	139	108	88	82	72	63	49	70
1941	238	1384	970	735	495	148	71	37	37	32	20	46
1942	99	65	170	105	109	37	29	34	35	26	9	9
1943	124	1245	1244							43	31	
1944	89	170	209	174	134	54	51	25	33	20	9	35
1945	96	350	183	210	75	51	51	48	37	14	22	32
1946	49	155	235	180	63	82	42	50		34	36	27
1947	46	80	78	77	70	43	32	33	28	48	65	67
1948	87	73	101	149	55	50	39	22	18	26	23	18
1949	32				58	52	43	24				
1950								49	24	32	23	75
1951	190	205	195	202	118	68	57	25	12	25	40	56
1952	120	181	283	180	107	66	36	31	16	25	17	23
1953	105	482	1023	1544	284	260	158	54	46	43	79	84
1954	59	124	121	95	54	35	27	21	27	54	22	51
1955	160	106	162	229	105	62	62	33	20	21	23	38
1956	27	102	340	145	88	77	78	55	47	52	30	18
1957	25	115	354	555	234	59	38	29	22	20	47	19
1958	73	135	370	264	181	61	44	38	34	34	25	15
1959	20	47	243	131	78	36	58	24	22	18	27	32
1960	42	141	183	120	61	54	23	21	21	18	13	13
1961	29	56	106	117	104	52	31	22	13	22	11	18
1962	76	169	256	161	116	48	32	37	29	18	18	22
1963	37	69	114	84	50	35	20	13	8	8	16	39
1964	34	48	45	86	65	41	20	30	45	30	20	10
1965	16	38	864	985	366	135	67	32	28	19	32	16
1966	61	71	123	101	60	18	25	15	10	14	7	7
1967	32	92	103	61	29	26	41	33	18	14	12	15
1968	37	16	67	42	17	14	46	21	16	21	12	6
1969	27	54	110	184	54	31	22	31	22	14	29	57
1970	107	178	195	91	97	117	34	33	20	26	28	62
1971	61	131	725	360	88	99	74	52	36	32	26	35
1972	65	82	926	330	151	94	85	32	38	22	31	67
1973	131	337	364	411	169	78	56	44	29	15	18	32
1974	46	138	149	68	46	31	64	22	13	26	24	62
1975	62	128	380	203	99	153	66	55	36	29	28	15
1976	61	252	463	217	145	119	73	42	33	26	27	41
1977	43	120	198	180	81	70	50	41	36	34	42	44
1978	40	40	21	20	17	10	6	6	6	6	9	18
1979	23	20	31	30	17	9	10	8	9	8	11	18
1980	20	19	22	25	22	12	9	8	10	10	20	24
1981	28	25	129	60	43	17	10	13	13	10	10	15
1982	17	16	15	16	11	10	10	8	6	5	10	42
1983	742	920	1146	1646	1233	935	231	85	50	94	73	51
1984	85	584	618	336	102	100	111	55	42	34	28	27
1985	67	38	46	27	24	26	25	19	14	13	15	18



### 5.3 Alternativas.

Como se ha indicado al inicio del presente capítulo la única fuente para el abastecimiento de agua potable para el consumo humano, comercial, industrial y de irrigación es la fuente superficial de agua que es el río Chira, que tal como se ha sustentado en base a datos estadísticos históricos hidrológicos resulta ser una fuente de agua bastante segura, más aún si indicamos que el río Chira como fuente superficial de agua tranvasará parte de su caudal al río Piura del denominado Proyecto Chira-Piura. De acuerdo a lo anterior se tiene como alternativa mejorar lo referente al tratamiento de agua cruda con la finalidad de incrementar el volumen de agua potable y así poder abastecer a las futuras demandas de la población.

## CAPITULO VI

### MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EJE PAITA-TALARA

#### 6.1 Análisis del sistema existente.

Como se describió en el capítulo III, el sistema existente se inicia desde la captación de agua cruda, continúa con la tubería de impulsión la cual llega hasta la planta de tratamiento cubriendo un desnivel de 80 mt. La captación cuenta con 4 equipos de bombeo cada uno con capacidad nominal de 340 lps. y 120 mt. de HDT, los motores son de 500 Kw. de potencia, 6000 voltios y 1200 rpm. Estos equipos dado el tiempo de operación consecutiva (12 años) presentan deficiencias en su rendimiento por desgaste y/o deterioro de sus elementos y sólo se encuentran tres operativos. Por otra parte es menester indicar que por efecto de un manejo irregular de las descargas de la represa de Poechos Sedapiura, empresa concesionaria del servicio de agua potable y alcantarillado, anualmente incurre en mayores costos ya que se tiene que efectuar trabajos de represamiento, protección y limpieza (desarenado) del canal artificial de ingreso

a la bocatoma, inconveniente que quedará superado cuando se ejecute la III etapa del Proyecto Chira-Piura. En las actuales condiciones de operación capta un caudal de agua cruda de 640 lps, de los cuales 253 lps se distribuyen a Paita y sus anexos.

De acuerdo a los cálculos efectuados el caudal máximo anual de la demanda diaria, en el período de diseño hasta el año 2010, es 119.30 lps considerando 18 horas de operación de bombeo, para el sistema proyectado conjunto: Cisterna - Línea de Impulsión - Tanque elevado - Línea de aducción - Red de distribución.

Considerando que la pérdida de masa (agua no contabilizada) es del orden del 35% del caudal bombeado a la localidad de Paita (225 lps) se tiene una pérdida de caudal de 78.75 lps.

#### ANALISIS DE OFERTA Y DEMANDA

OFERTA Y DEMANDA ACTUAL	
Caudal de ingreso a cisterna del sistema de mejoramiento de bombeo Arenal - Paita.	253.00 lps
Caudal consumo La Huaca-Arenal	(*) 28.00 lps
Caudal total consumo Paita.	73.67 lps
Caudal por pérdida de masa	78.75 lps
Caudal disponible	72.58 lps

(\*) Este caudal se toma de la cisterna del "Sistema de Mejoramiento por bombeo de El Arenal - Paita" (ver plano N<sup>o</sup> VI.1).

OFERTA Y DEMANDA FUTURA	
Caudal producido por sistema de mejoramiento de bombeo Arenal - Paita.	225.00 lps
Caudal total consumo Paita	(**) 99.69 lps
Caudal por pérdida de masa	78.75 lps
Caudal zona alta Paita	119.30 lps
Caudal Zona Franca (1ra. Sub-etapa)	25.00 lps
Caudal faltante.	97.74 lps

(\*\*) Caudal total consumo Paita:

- Del cuadro N<sup>o</sup> III.14 obtenemos el caudal de máximo consumo horario que es de 73.67 lps (I).
- Considerando que 5% de la población futura de la localidad crecerá en la zona baja (5% de 55,323 hab. = 2,766 hab.) con lo cual obtenemos los siguientes caudales futuros:

$$Q_p = 2,766 \times 180/86,400 = 5.76 \text{ lps.}$$

$$Q_{nd} = 1.3 \times 5.76 = 7.49 \text{ lps.}$$

$$Q_{mh} = 1.8 \times 5.76 = 10.37 \text{ lps (II)}.$$

- Considerando un incremento futuro industrial en la Zona Alta de un 100% del caudal actual que según cuadro N<sup>o</sup> III.14 es de 15.65 lps (III).

En consecuencia, el caudal total futuro es la sumatoria de (I), (II) y (III):  $73.67 + 10.37 + 15.65 = 99.69 \text{ lps}.$

## 6.2 Planta de tratamiento.

La actual Planta de Tratamiento denominada Sistema Eje Paita-Talara (S.E.P.T.) es una planta compacta cuyo diseño original permitiría tratar un caudal de 780 lps. distribuidos de la siguiente manera:

Talara : 600 lps. (por bombeo).

Paita : 180 lps (por gravedad).

En 1984 se construyó una estación de bombeo para Paita denominado "Sistema de Mejoramiento por bombeo El Arenal - Paita", lo que ha significado un decremento del caudal nominal de 250 lps. a 225 lps. por efecto del tiempo de operación, así como el deterioro de sus componentes (tuberías, equipos, sistema eléctrico de control y medición, etc.).

En las actuales condiciones la planta produce:

Talara : 355 lps.

Paita : 253 lps.

Para incrementar su eficiencia de producción de la planta de tratamiento y para cubrir la demanda o

déficit futuro de caudal para el presente estudio (caudal faltante = 97.74 lps, según cuadro de oferta y demanda futura) se plantean a continuación las siguientes soluciones de mejoramiento:

#### 6.2.1 Primera solución: Puesta en operación de los equipos de bombeo Nº 3 y Nº 4.

Por deficiencias en dos de los equipos de bombeo, la planta trata un caudal de 608 lps., que no satisface las demandas actuales, operando solamente 18 horas por día, pudiendo deberse este factor al alto costo de energía eléctrica con que es alimentada la planta por parte de la empresa eléctrica ELECTRONOROESTE S.A. Cada equipo de bombeo produce 305 lps. actualmente, por lo que se recomienda la puesta en operación de los equipos de bombeo Nº 3 y 4 del sistema de captación de la planta de tratamiento el Arenal: un equipo para producir un caudal adicional de 305.00 lps, operando la Planta a un 100% de su capacidad, y el otro equipo de bombeo para suplir cualquier eventualidad por emergencias, en base a que la Planta de Tratamiento tiene una capacidad de producción de 780 lps, con un sistema de captación del río Chira y obtenido dicho caudal por medio de cuatro equipos de bombeo de 305lps. cada uno.

## 6.2.2 Segunda solución: Ampliación de la Planta de Tratamiento.

Otra de las soluciones de mejoramiento para cubrir las demandas de agua potable, a corto, mediano y largo plazo es la ampliación de la Planta de Tratamiento El Arenal del S.E.P.T., para una capacidad de 345 lps, es decir, casi la mitad de su capacidad actual de producción que es de 780 lps (ver plano VI.2).

La planta de tratamiento el Arenal, tiene su infraestructura sobre el sector izquierdo, lo que permite una ampliación ocupando el sector derecho, con un giro de 180°.

Las principales estructuras a construir en esta planta son las siguientes:

### 6.2.2.1 Sistema de Captación.

1.- Cámara de reunión, a partir de la captación existente con una capacidad de 1,248 mt<sup>3</sup>. para el período final de diseño, con las siguientes dimensiones:

Cámara húmeda :

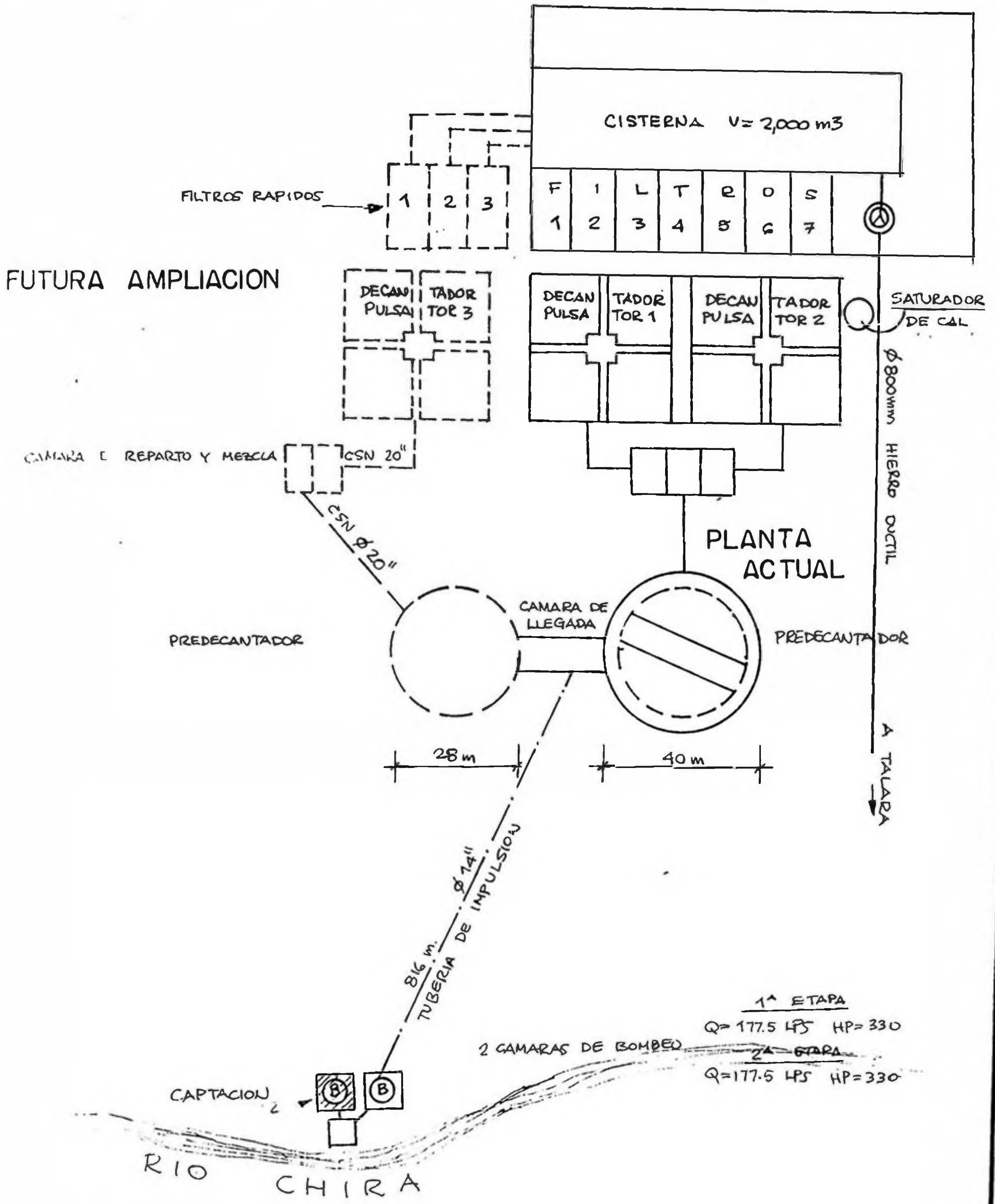
H = 8 mt.

A = 10 mt.

L = 15 mt.

Cámara seca :

H = 8 mt.



FUENTE: ANIPLAN-AMSA

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL</b>	
<b>TESIS:</b> <b>ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y</b> <b>ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE PAITA</b>	
<b>PLANO:</b> <b>AMPLIACION DE LA PLANTA DE</b> <b>TRATAMIENTO DE EL ARENAL</b>	<b>PLANONUMERO</b>  <b>VI-2</b>
<b>BACHILLERES:</b> <b>JULIO HERRERA GARCES</b> <b>OSCAR REYES MORAN</b>	<b>FECHA: OCT-94</b>



A = 2 mt.

L = 15 mt.

2.- Dos bombas de impulsión centrífugas de eje horizontal, con capacidad de 177.5 lps., y potencia de 330 HP cada una, tubería de impulsión con una longitud de 820.00 mt. y  $\phi 14''$ , clase A-10 de acero sin costura.

3.- Dos bombas de impulsión centrífugas de eje horizontal con capacidad de 177.5 lps. y con una potencia de 330 HP cada una.

#### Estructuras

1.- Predecantador de 28 mt. de diámetro que recibe las aguas captadas del río Chira, precedidas de una cámara de llegada existente.

2.- Tubería de  $\phi 20''$  de CSN que alimenta al pulsator de la cámara de mezcla.

3.- Un pulsator NO3 similar a los existentes para la segunda coagulación y sedimentación.

4.- Tres filtros rápidos similares a los existentes.

5.- Tubería de descarga de agua filtrada a la cisterna de 2,000

mt3. de capacidad existente,  $\phi 20''$   
(las tuberías de  $\phi 20''$  de CSN  
suman 150 mt.).

Se utilizan los equipos de  
aplicación de coagulantes y cloro  
de la Planta principal a la  
ampliación proyectada.

### **6.2.3 Tercera solución: Rehabilitación y puesta en funcionamiento de la antigua planta de tratamiento de agua potable de Paita.**

Rehabilitación y puesta en funcionamiento de la antigua Planta de Tratamiento de agua potable de Paita, ubicada cerca de la nueva planta (ver fotog. N<sup>o</sup> VI.1), que produciría un caudal adicional de 120.00 lps. Esta planta cuenta con la mayor parte de su infraestructura paralizada desde el año 1974, cuando se inauguró la Planta de Tratamiento El Arenal Sistema Eje Paita-Talara.

Esta Planta es de patente Degremont, consta de un decantador de manto de lodos y cuatro filtros. La Planta operó apenas un par de años y fue abandonada porque con la producción de la Planta del Sistema Eje Paita - Talara se cubría toda la demanda. Las estructuras son casi nuevas, pero los equipos se han deteriorado y los filtros se han llenado

FOTOG. N<sup>o</sup> VI.1  
PLANTA ANTIGUA DE TRATAMIENTO  
DE AGUA POTABLE DE PAITA



de maleza. Su infraestructura está constituida por un sistema de captación en el río Chira, mediante equipos de bombeo, tubería de impulsión, cámara de mezcla y floculación, sedimentación, filtración, desinfección y reservorio de agua filtrada, sala de laboratorio, preparación de soluciones de productos químicos.

Según información recabada en la Planta de Tratamiento para que esta Planta sea repotenciada o rehabilitada para su puesta en marcha y operación se requiere ejecutar los siguientes cambios y/o reparaciones:

Captación de agua cruda:

- 03 Motores marca AEG Nokw - 440v.

Cambio rodajes.

Estufado y barnizado.

Cambio de aceites de arrancadores.

Mantenimiento de arrancador y reponer fusibles 440 v./80 A.

- 01 Motor 200 Kw - 440V.

Estufado y barnizado.

Mantenimiento del arrancador A-4.

- 01 Transformador de 300 KVA.

Cambio de aceite 85 galones.

Cambio de empaquetaduras dieléctricas.

Cambio de dos aisladores.

Pintado del banco.

- 03 Bombas centrífugas 3 cuerpos Marca KSB  
50lps.

Mantenimiento general:

Cambio de Bocinas Prensa Estopa Acero  
Inoxidable 316-L.

Cambio de empaquetadura 3/4" (21 lbs.)

Cambio de 6 anillos de rotación.

Cambio de Rodajes (4).

Cambio de Retenes (4).

Recuperación de impulsores (2).

Servicio de taller especializado torno,  
soldadura, empaquetadura, varios.

- 01 Bomba centrífuga horizontal Marca  
Hidrostal.

Mantenimiento preventivo.

- 04 Tuberías de succión de 10"φ.

Fabricación de niples de 10"φ x 1mt  
bridados, empaquetaduras y juego de pernos  
de 3/4"φ x 4" (8 unidades)

Línea de transmisión eléctrica: 3 KV

- Cambio de 6 postes de C.A.C.  
18 mts./300/200 con cruceta 0.8 mt. y 4  
juegos de vientos.
- 24 aisladores tipo PIN C-S 3.2
- Reposición de 600 metros lineales de  
conductor, 6 juegos de grapas paralelas de  
aluminio.
- 02 juegos de CUT-OUT en planta y

captación.

## Planta de Tratamiento.

### Cámara de Llegada

Mantenimiento a válvula de compuerta (cambio de pernos, empaquetaduras y pintura), 08 válvulas de diferente diámetro.

### Presedimentadores

Evacuación de lodos

Refacción de muros 80 metros lineales.

Mantenimiento a 03 válvulas (2 de 400 mm. y una de 500 mm. de diámetro, pernos, empaquetaduras y pintura).

### Dosificadores

Reparación integral de dosificadores en seco marca DESAPRO (02 de cal y sulfato), cambio de tanque de mezcla y líneas de alimentación de agua, e inyección de reactivos al pulsator, incluyendo válvulas de 2" de diámetro, 1/2" y 3/8".

### Cisterna de restitución (lavado de filtros)

Mantenimiento de muros y escaleras.

Reparación de líneas de 10"φ de succión de bomba de lavado y agua a presión, cambios de contactos de nivel de cisterna.

### Sala de equipos auxiliares

Mantenimiento correctivo a:

01 electrobomba de lavado de filtros.

(rodajes de motor, barnizado de motor de

40 Kw, anillos de desgaste, rodajes, bocinas y empaquetaduras de las bombas).

01 compresor de lavado de filtros

(rodajes, barnizado de motor de 30 Kw, retén, rodajes, álabes, aceite del compresor).

01 electrobomba de agua a presión 2H8.

reparación integral, rodaje, barnizado, eje, impulsores de motor y bomba.

02 electrobombas de vacío.

Reparación integral, rodajes, barnizado, impulsores, retenes, empaquetaduras.

04 válvulas mantenimiento de compuertas deslizantes tipo Armco.

02 válvulas mantenimiento de compuertas 600 mm. de diámetro.

#### Tablero de mandos

- Reposición de 12 contactores (4/3Kw, 3/2Kw, 4/20Kw, 1/5Kw).
- 28 Fusibles tipo cartucho NH de diferentes amperajes.
- 200 mt. de conductor eléctrico Nº 14.
- Terminales, código de colores, borneras, push botton, lámpara de señalización, portafusibles.
- Pintura general acabado gris plata, martillado.

### Sala de Cloración

- Un clorador de inyección al vacío de 100 lbs/día con accesorios.

### Edificios

- Iluminación interior.

Reposiciones de:

40 equipos fluorescentes rectos 40 W.

12 interruptores ticino de empotrado.

08 tomacorrientes ticino de empotrado.

300 mt. de alambre TW #14.

- Iluminación exterior.

12 Postes de C.A.C. 300 x 6 m.

12 Portalines espolares. c/contactador.

12 Iluminadores Josfel MIRH - 64 con foco de 80 W y arrancador.

80 mt. de alambre TW #10.

01 reloj de encendido con contactador.

- Pinturas.

Interior y exterior 120 galones de pintura lavable planta, sala de mandos, sifones, laboratorio, pasadizo y almacén de reactivos.

Pintado de: Puertas, ventanas, equipos, electromecánicos, tuberías, 18 galones de pintura, anticorrosivos y esmaltes diferentes colores.

- Servicios higiénicos.

Reponer dos servicios higiénicos, lavatorios, water, ducha (planta y accesorios de agua



tratada).

- Puertas y ventanas.

Reparación de 19 puertas de madera promedio 1.8 m2 40.00.

- Fabricar puertas metálicas con chapa.

01 3.2 x 3.2 m. (portón planta).

01 4.15 x 3 m (portón casa fuerza).

02 2.2 x 3 m (portón captación).

21 ventanas de diversas medidas.

2.5 x 1.5	12	45.0 m2
-----------	----	---------

3.16 x 1.6	03	15.2 m2
------------	----	---------

1.25x1.25	02	3.2 m2
-----------	----	--------

1.2x1	07	8.4 m2
-------	----	--------

3.16 x 1.5	04	<u>19.0 m2</u>
------------	----	----------------

90.8 m2

Colocación de vidrios a las ventanas existentes y las fabricadas 1500 p2, incluye materiales, transporte y mano de obra.

Trapeado y tarrajado de ventanas y puertas de sala de máquinas.

03 ventanas 3 x 3 m.	9.0 m2 c/u.
----------------------	-------------

01 ventana 1.25x1.25	1.6 m2
----------------------	--------

01 portón 4x3	12.0 m2
---------------	---------

Material (ladrillo, arena, cemento) mano de obra 40.6 m2.

## RESUMEN

### CAPTACION

03 motores eléctricos de marca DEG 440 v.

01 mot.eléct. de 200 Kw - 440 Delcrosa.

01 Transformador 300 KWA.

03 Bombas centrífugas KSV 50 lps (Horiz).

01 Bomb. centríf. Marca Hidrostat (Horiz).

Tubería de succión  $\phi$ 10".

Línea de Transmisión 2.3 KW.

### PLANTA DE TRATAMIENTO.

Cámara de llegada.

Presedimentador.

Dosificadores.

Cisterna de restitución.

Sala de equipos auxiliares.

Tableros de mandos.

Sala de cloración.

Iluminación interior.

Iluminación exterior.

Pintura.

Servicios higiénicos.

Puertas y ventanas.

- El problema de los reservorios sin techo que abastecen a la ciudad de Paita y la demanda de agua que no se alcanza a satisfacer, se puede resolver reflotando la planta antigua. La producción de esta planta podría satisfacer la demanda de Paita, no siendo necesario almacenar

agua de la planta Eje Paita - Talara en los sedimentadores sin techo y este caudal quedaría disponible para satisfacer la mayor demanda de las poblaciones del Eje.

La Planta se puede transformar para que su funcionamiento sea totalmente hidráulico mediante el sistema de filtración rápida por gravedad con flujo ascendente y tasa de filtración declinante, con lo cual se reducirían los costos de instalación, operación y mantenimiento quedando como posibilidad la no necesidad de cambiar los equipos.

Los filtros rápidos modificados vienen siendo el resultado de las investigaciones de los últimos años para simplificar la construcción y operación de este tipo de unidades. El ingreso a las unidades se verifica mediante un canal común de distribución. Operan con velocidad y nivel variable. Todas las unidades están interconectadas en la salida mediante un canal común a través del cual se concentra el caudal de todas las unidades para la operación de lavado. Carecen de galería de tubos, de equipos de control, tanque elevado o estación de bombeo para el lavado de las unidades.

Adicionalmente se ampliaría su capacidad casi al doble para satisfacer la demanda de Paita,

por lo menos en los próximos diez años. También esta antigua planta, de la cual actualmente sólo se utiliza sus sedimentadores convencionales como almacenamiento para Paita, podría ser rehabilitada una vez que deje de cumplir esta función.

#### 6.2.4 Cuarta solución: Incremento de la eficiencia de la Planta de Tratamiento.

Previa a la solución de incremento de la eficiencia de la planta de tratamiento analizaremos, mediante los exámenes practicados por el departamento de control de calidad de la propia Planta, la información estadística de pruebas físico-químicas y microbiológicas de la calidad del agua cruda y tratada las cuales se muestran en los cuadros N<sup>o</sup> VI.1A, N<sup>o</sup> VI.1B y N<sup>o</sup> VI.2.

Como se puede observar en el cuadro N<sup>o</sup> VI.1A, la turbiedad del agua cruda es mayor en los meses de marzo y abril obteniéndose un valor máximo de 369 NTU como promedio mensual en el año 1993 lo que conlleva a una mayor adición de sulfato de alúmina para lograr una buena remoción de la turbidez. Esta turbiedad se debe al incremento de caudal del río Chira durante esos meses. En los demás meses la turbidez disminuye hasta un mínimo de 5.60 NTU.

CUADRO Nro. VI.1-A  
ANALISIS FISICO-QUIMICOS DEL AGUA CRUDA Y TRATADA AÑO 1993

PARAMETROS	ENERO		FEBRERO		MARZO		ABRIL		MAYO		JUNIO	
	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA
TURBIDIDAD (NTU)	5.6	1.67	7.19	2	360.1	3.25	369	2.69	48.64	2.21	20.23	2.32
PH	8.1	7.95	8.11	7.67	7.58	7.59	7.79	7.8	8.02	7.9	8.38	8.14
CLOROS (mg/l)		1.26		1.35		1.3		1.3		1.32		1.3
TEMPERATURA (C)	26.31	27	27.97	26.55	26.46	27	26.14	21.36	24.5	24.65	23.98	24.44
ALCALINIDAD (CaCO3)	6	4	1		2.1	1.2	0.7	0.67	4	2	3.6	3
ALCALINIDAD (CaCO3)	193	178	171	167	143	127	163	156	120	116	155	149
ACIDIDAD (CaCO3)	0	0	0	0	3	1				0	0	0
CLORURO (Cl-)	148	143	145	135	103	100	96	96	100	95	91	91
SULFATO (SO4)	151	115	140	130	146	110	142	108	113	103	226	196
DUREZA TOTAL (CaCO3)	307	290	280	272	193	185	183	180	169	160	181	176
DUREZA C.	200	189	220	218	152	147	121	110	131	125	150	143
DUREZA NO CARB.	107	101	60	54	41	38	62	70	38	35	31	33
DUREZA CARBON.	193	178	171	167	143	127	163	156			155	149
DUREZA CARB.	114	112	109	105	50	58	20	24			26	27
ODOR (MLT)	6.6	6	9.8	8	8.4	1.9	7.8	2.3	7.8	5.3	5.8	5.2
MATERIA S.	2.3	1.4	2.7	2	4.6	2	163	156	4	2.2	2.7	1.7
SOLUBILIDAD (mg/l)		563		551		457		663		313		
INDICE DE SATURACION		0.67		0.41		0.12		0.19		0.22		0.63
DOSIS DE SO4AL (mg/l)					36.16		27.3		9.42		4.6	
APLICACION DE CAL HIDRAT. (mg/l)					3.31		18.53		3.93			
APLICACION DE CLORO LIQ. (mg/l)	2.69		2.98		3.31		3.43		3.2		3.2	
Precloracion							1.9551		1.92		1.92	
Postcloracion							1.4749		1.28	0	1.28	0

El cloro residual corresponde a la cisterna de la planta de tratamiento.  
Los datos son promedios mensuales.  
En el mes de abril la turbiedad en el agua cruda se registra entre 139 a 654 NTU.

CUADRO Nro. VI.1-A  
ANALISIS FISICO-QUIMICOS DEL AGUA CRUDA Y TRATADA AÑO 1993

PRUEBAS	JULIO		AGOSTO		SETIEMBRE		OCTUBRE		NOVIEMBRE		DICIEMBRE	
	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA
TURBIEDAD (NTU)	13.65	3.62	17.36	2.38	16.79	2.91	15.34	2.16	19.13	3.33	16.09	3.19
	8.21	8.05	8.14	7.98	8.22	8.12	8.33	8.11	8.3	8.07		
COEF. RES. (m <sup>-1</sup> )		1.35		1.09		1.16		1.3		1.24		
TEMPERATURA (°C)	23.12	23.7	22.8	23	23.26	23.22	23.49	23.03	23.76	23.26		
DUREZ (CaCO <sub>3</sub> )	4.6	4.2	5.24	5.02	6.04	5.45	7.33	6.65	7	6		
TOTAL (CaCO <sub>3</sub> )	154	147	169	167	196	192	211	198	176	171		
DEZ (CaCO <sub>3</sub> )	0	0	0	0	0	0	0	0				
CLORURO (Cl <sup>-</sup> )	96	96	64.6	64.4	66.6	74.8	69.79	67.82	70	65		
SULFATO (SO <sub>4</sub> )	177	103	145	125	115	100	127	113	132	115		
TOTAL (CaCO <sub>3</sub> )	204	200	213	211	226	224	261	256	258	252		
CALC.	160	147	159	156	181	178	166	162	162	158		
MAGNES.	44	53	54	55	45	46	95	94	96	94	0	0
CARBON.	154	147	169	167	196	192	211	198	176	171		
NO CARB.	50	53	44	44	30	32	50	58	82	81	0	0
RESUELTO	7.1	5.8	8.5	7.9	6.3	6.9	5.9	5.2	7.6	6.26		
ORG.	3.18	1.84	3.35	1.45	4.7	1	3.7	2.4	2.5	1.58		
TOT. (mg/l)		522		452.8	425.6	425.6		616.9		545.5		
DIFER. SATUR.		0.5		0.51		0.63		0.48		0.83		
SIP. SO <sub>4</sub> (mg/l)	4		5.61		no apli		2.12		10		5.87	
CLORURO (mg/l)			0									
CLORURO LIQ. (mg/l)	3.06		3.2		3.07		3.15		3.11		3.08	
CLORURO	1.836		1.504		1.5		1.5		1.5		1.5	
CLORURO	1.224	0	1.696	0	1.57	0	1.65	0	1.61	0	1.58	0

A: En el mes de julio la turbiedad se ha registrado entre 8 a 31 NTU.

PUNTO	VALORES GULIAS OMS	ENERO		FEBRERO		MARZO		ABRIL		MAYO		JUNIO		JULIO	
		CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA	CRUDA	TRATADA
TURBIEDAD(NTU)	5	29.95	1.25	95.26	2.02	116.7	2.83	137.19	2.37	36.18	2.09	26.4	1.17	15.12	1.79
PH	6.5-8.5					7.83	7.49	7.74	7.49	7.87	7.71	7.99	7.81	8.21	7.75
CLORO RES.(mg/l)	0.2-2		1.29		1.25		1.25		1.25		1.18		1.09		1.2
TEMPERATUR(C)						26.96	26.42	26.56	25.66	26.16	25	24.57	23.73	23	22.46
ALC.FENOLT.						0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ALC.TOTAL(CaCO3)						125	119	110.4	103.44	115	110	141	137	156	151
ACIDEZ (CaCO3)						1	2	3.68	2.6	2.9	3	2.1	2.25	1.6	2
CLORUROS(Cl-)	250					51.15	51.5	42.62	42.12	39.81	41.83	78	77	87	91
SULFATOS(SO4)	400					133.83	112.5	58.6	44	39.4	23.9	47	41	40	41
DUR.TOTAL(CaCO3)	500					141	139	122.88	120.48	134	132	183	181	206	204
DUR.CALC.						107	102	101.12	97.12	99	96	130	129	140	138
DUR.MAGNES						34	37	21.76	23.36	35	36	53	52	66	66
DUR.CARBON.						125	119	110.4	103.44	115	110	141	137	156	151
DUR.NO CARB.						16	20	12.48	17.04	19	22	42	44	50	53
O.DISUELT						7.62	5.84	9.25	8.18	7.85	7.9	7.95	7.85	8.7	8.6
MAT.ORG.						2.94	1.68	3.48	1.68	2.05	0.6	2	1.25	2.5	1
SOL.TOT.(mg/l)	1000					363	264	588.57	221.83	319.5	266.89	416	333	587	566
INDICE SATURAC.							-0.2		-0.31		0.09		0.2		0.14

NOTA: EL CLORO RESIDUAL CORRESPONDE A LA CISTERNA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO LOS RESULTADOS MOSTRADOS SE REPIEREN A PROMEDIOS MENSUALES

CUADRO Nro. VI.2  
ANALISIS MICROBIOLOGICO AÑO 1993

MES	A G U A C R U D A				A G U A T R A T A D A				
	L.FILT. ml	COLI TOTAL x100 ml	COLI FECAL CF/100ml	OTRAS BACT	CLORO RES. mg/l	VOL.FILT. ml	COLI TOTAL x100 ml	COLI FECAL CF/100ml	OTRAS BACT
ENERO	1		900	ABUND.	1.3	100		0	
FEBRERO	1		1000	ABUND.	1.4	100		0	
MARZO	1		1100	ABUND.	1.3	100		0	
ABRIL	5		1200	ABUND.	1.3	100	100	0	
MAYO					1.2	100		0	
JUNIO	1		400	ABUND.	1.3	100		0	
JULIO	1		600	ABUND.	1.5	100		0	
AGOSTO	1		0	ABUND.	1	100		0	
SEPTIEMBRE									
OCTUBRE	1		600	ABUND.	1.3	100		0	
NOVIEMBRE	1		600	REGUL.		100			POCAS
DICIEMBRE	1		250	REGUL.	0.6	100		0	NINGUNA

Los resultados de estos ensayos son puntuales en el mes, en las sgtes. fechas:  
27/ENE, 1/FEB, 29/MAR, 30/ABR, 25/MAY, 23/JUN, 7/JUL, 31/AGO, 19/NOV, 18/DIC.

Ubicacion de muestras:

AGUA CRUDA : RIO CHIRA

AGUA TRATADA: CISTERNA PLANTA DE TRATAMIENTO

Medio de cultivo: AGAR ENDO C ; INCUBACION A 45C

Metodo de ensayo: FILTRO DE MEMBRANA



No se efectúan ensayos físicos de color, pero en la planta de Sullana que se abastece de la misma fuente, sólo como referencia, se estima un color promedio que se incrementa de enero a junio entre 100 a 510 UC y los meses restantes del año menor o igual a 40 UC. En los laboratorios de la planta de tratamiento de Sullana en fecha reciente (agosto 1994) se determinó que el agua cruda del río Chira en el distrito de El Arenal llegó a 10 UC y el agua tratada a 1 UC, método escala platino cobalto, aplicando 8 mg/l de sulfato de alúmina.

La alcalinidad alcanza un promedio mayor a 100 mg/l, llegando a registrarse un valor de 211 mg/l en el mes de octubre 93.

El pH del agua cruda varía entre 7.58 (marzo 93) a 8.38 (junio 93) cuyo rango es óptimo para la coagulación de la turbiedad, pero muy elevado para coagular color.

Del cuadro Nº VI.2 la concentración de coliformes fecales es de 250 (diciembre 93) a 1200 (abril 93) lo que significa un alto contenido de coliformes para una fuente que sirve de abastecimiento de agua potable.

La concentración de coliformes fecales analizada se incrementa en 10 veces la admisible en fuentes de abastecimiento superficiales. Del análisis del cuadro Nº VI.1A

se indica que el 75% del año 1993 la turbiedad del agua cruda es menor de 25 NTU obteniéndose como promedio una turbidez de 15 NTU para esos meses. Por información obtenida, aproximadamente el 60% del año (7 meses) el color del agua del río Chira es menor de 40 UC. Por lo tanto, por lo menos 7 meses al año la Planta podría operar con filtración directa reduciendo los costos de operación para obtener un agua de mejor calidad.

Del cuadro Nº VI.3 referente a la dosificación de reactivos en los meses de enero a julio de 1994 se obtiene un promedio de aplicación de 17.62 mg/l de sulfato de alúmina, asimismo la cal hidratada aplicada es 4.94 mg/l en promedio y la aplicación promedio de cloro líquido es de 3.07 mg/l.

En los cuadros Nº VI.4 y Nº VI.5 se muestra los parámetros de calidad físico-químicos y microbiológicos.

Al comparar estos parámetros de calidad con los registrados por la Planta de Tratamiento en el año 1993 se observa lo siguiente:

- La turbiedad del agua tratada es menor de 5 NTU la que se encuentra dentro del rango de calidad.

- El pH está entre 7 y 8.5 siendo este

CUADRO Nro. VI.3  
DOSIFICACION DE REACTIVOS

AÑO: 1994

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO
PRUEBAS	CRUDA	CRUDA	CRUDA	CRUDA	CRUDA	CRUDA	CRUDA
DOSIF.SO4AL(mg/l)	9.66	20.42	25.78	28.59	15.15	13.35	11.06
APLIC.CAL HIDRAT.(mg/l)	4.08	4.84	7.14	6.98	4.65	3.83	3.07
APLIC.DE CLORO LIQ.(mg/l)	2.97	3.24	3.34	3.39	2.94	2.83	2.79

NOTA: LOS DATOS SON PROMEDIOS MENSUALES

C U A D R O Nro. VI.4

SUSTANCIAS QUIMICAS QUE AFECTAN LA ACEPTABILIDAD DEL AGUA

SUSTANCIAS	CONC. MAXIMA DESEABLE	CONCENTRACION MAX. ADMISIBLE	INCOVENIENTES QUE PUEDE OCASIONAR
Color	5 unidades (a)	50 unidades (a)	Coloracion
Olor	No debe tener	No debe tener	Olores
Sabor	No debe tener	No debe tener	Sabores
Turbiedad	5 unidades (b)	25 unidades (b)	Posible irritacion gastrica
Solidos totales	500 mg/l	1500 mg/l	Sabor/irritacion gastrica
pH	7.0 - 8.5	6.5 - 9.2	Sabor/corrosion
Detergentes	0.2 mg/l	1 mg/l	Sabor y espuma
Aceite	0.01 mg/l	0.30 mg/l	Sabor y olor
Comp. fenolicos	0.001 mg/l	0.002 mg/l	Sabor en aguas cloradas
Dureza total (CaCO <sub>3</sub> )	100 mg/l	500 mg/l	Incrustacion
Calcio (Ca)	75 mg/l	200 mg/l	Incrustacion
Cloruro (Cl)	200 mg/l	600 mg/l	Sabor/corrosion
Cobre (Cu)	0.05 mg/l	1.5 mg/l	Sabor/color/corrosion
Hierro (Fe)	0.1 mg/l	1 mg/l	Sabor/color/turbiedad
Magnesio (Mg)	30 mg/l (c)	150 mg/l (c)	Incrustacion/sabor/irritacion gastrica
Manganeso (Mn)	0.05 mg/l	0.5 mg/l	Sabor/color/turbiedad
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	200 mg/l	400 mg/l	Irritacion gastrica cuando hay sodio o magnesio
Zinc (Zn)	5.0 mg/l	15 mg/l	Sabor turbiedad.

(a) Escala cobalto-platino.

(b) Unidades normales de turbiedad.

(c) Se acepta magnesio en conc. de 30 mg/l o menos cuando el sulfato excede 250 mg/l.

Si sulfato es menor puede permitirse 150 mg/l de magnesio

C U A D R O Nro. VI.5

NORMAS BACTERIOLOGICAS DE AGUA DISTRIBUIDA POR TUBERIAS

A. Al entrar a la red de distribucion		
A.1 Agua clorada o desinfectada		
Coliformes totales	0	NMP/100ml
Coliformes fecales	0	NMP/100ml
A.2 Agua sin desinfectar		
Coliformes totales	3	NMP/100ml
Coliformes fecales	0	NMP/100ml
B. En la red de distribucion		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- En el curso del ano el 95% de las muestras no deben tener coliformes totales.</li> <li>- Ninguna muestra debe tener coliforme fecal</li> <li>- Ninguna muestra debe tener mas de 10 coli totales como NMP/100 ml.</li> <li>- En ningun caso debe hallarse en 100 ml de dos muestras consecutivas.</li> </ul>		

(a) Las pruebas de control deben ser periodicas y frecuentes. La presencia de coliformes en dos muestras consecutivas no debe aceptarse.

parámetro aceptable.

- El color llegó a 1 UC menor que 5 UC siendo este aceptable.

- Los cloruros están por debajo de las 200 ppm lo cual es aceptable.

- Los sulfatos tienen valores inferiores a las 200 ppm lo cual es aceptable.

- La dureza total está por encima de los 100 ppm, llegando ésta a un valor máximo de 290 ppm.

- Los sólidos totales están por encima de 500 mg/l llegando el valor máximo a 663 ppm.

- Los coliformes fecales en el agua tratada es 0 /100 ml de muestra estando dentro del parámetro de calidad.

- El cloro residual se encuentra por encima de 1 ppm siendo este valor ligeramente por encima a 0.8 ppm (máximo valor según las normas de calidad en redes de distribución).

Puesto que la operación de la Planta al día es de 18 horas perjudica el comportamiento del decantador del manto de lodos ya que no llega nunca a formar un manto con concentración adecuada.

Los máximos valores de turbiedad y color del agua cruda que se presentan en los análisis no justifican la predecantación, menos aún con dosificación previa de sulfato de alúmina.

Además, al reducir la turbiedad de ingreso a los decantadores, se dificulta más la formación del manto de lodos.

En el retromezclador ubicado antes del predecantador, el punto de aplicación de sulfato y de cal no son los adecuados. La solución de sulfato de alúmina se está aplicando en la cámara de llegada anterior a la del retromezclador, la cual reduce la eficiencia de la coagulación. La cal se está aplicando después del sulfato cuando su función es modificar el pH antes de la coagulación. Adicionalmente, los rangos de variación de pH y alcalinidad en la fuente indican que la dosificación de cal no es necesaria.

El punto de aplicación de sulfato de aluminio, en la dosificación que se realiza antes de los decantadores de manto de lodos, está mal ubicado. La solución de sulfato de aluminio, se está aplicando con un difusor sumergido en el lugar de la cámara de llegada del agua cruda, en lugar de hacerlo en el resalto hidráulico que se produce después y que actualmente, está maltratando al microflóculo que se forma antes de éste.

El agua tratada que se destina al abastecimiento a la ciudad de Paita, se almacena en dos sedimentadores descubiertos.

Esto trae como consecuencia la liberación rápida del cloro, siendo necesario rechlorar con posterioridad, para mantener una concentración residual en el sistema de distribución, además de que el agua está expuesta a la contaminación exterior (ver fotog. N<sup>o</sup> III.3).

Hay una apreciable cantidad de equipos que no funcionan, entre estos el sistema de aplicación de polielectrolitos.

No se está determinando color y este presenta concentraciones mayores a la de turbiedad, constituyendo un importante parámetro de control.

#### **6.2.4.1 Recomendaciones para el incremento de la eficiencia en el tratamiento.**

La planta de tratamiento está cumpliendo con los parámetros de calidad físicos-químicos y microbiológicos, pero podría optimizar su comportamiento mejorando la operación y mantenimiento del sistema.

- Los procesos de tratamiento seleccionados no se ajustan a las necesidades de tratamiento de la fuente. Con niveles de turbiedad que se presentan, no se justifica la predecantación, menos aún con



dosificación previa.

- La planta debería operar en forma continua y no con intermitencia por lo menos en los meses de enero a junio, en que se requiere del manto de lodos para reducir las altas concentraciones de turbiedad y color que se presentan en esta época. Si el manto de lodos se encontrara operando en condiciones adecuadas, se obtendría fácilmente agua filtrada con menos de 1.0 NTU con lo cual la desinfección sería más eficiente y las carreras de filtración más largas.

- Descontinuar la aplicación de cal. La alcalinidad del agua es alta y el rango de variación del pH natural del agua es superior al rango óptimo de remoción de color (de 4.5 a 6.5). En todo caso, si mediante ensayos de pruebas de jarras, se demostrara que la dosificación de cal es necesaria para mejorar la calidad del flóculo, debe aplicarse antes del sulfato de aluminio. En la forma en que se aplica actualmente (después del sulfato), no ayuda a mejorar las reacciones de coagulación y por el contrario está

reduciendo la eficiencia de la desinfección ya que con pH altos la formación de ácido hipocloroso es menor. Adicionalmente, es posible que se tengan problemas de incrustaciones en las tuberías.

- El punto de aplicación del sulfato de aluminio, debe ubicarse en el lugar de máxima turbulencia del mezclador. En el retromezclador debe aplicarse sumergido, al mismo nivel del agitador y dirigido hacia éste.

- En el resalto hidráulico el sulfato debe aplicarse, exactamente encima del lugar en que se empieza a generar y uniformemente distribuido a todo lo ancho de éste, mediante una tubería con perforaciones correctamente diseñada para que la distribución sea equitativa.

- Debe considerarse el color entre los parámetros que se están controlando. Las concentraciones de color, por lo menos en el año 1993 cuya información se ha procesado, han sido más altas que la turbiedad, por lo tanto, su importancia es mayor.

- Debe reorganizarse el

programa de control de la planta. El control microbiológico principalmente debe efectuarse en forma rutinaria y debe de incluir la determinación de NMP de coliformes fecales/100 ml.

- Dada la cantidad de equipos que tiene la Planta, se hace indispensable un programa de mantenimiento preventivo que se lleve en forma efectiva, o la planta se irá paralizando poco a poco. La otra opción sería transformarla gradualmente para que funcione hidráulicamente con menor cantidad de equipos y ahorro de energía eléctrica, la cual se emplearía exclusivamente en la captación y en los rebombes para abastecer a las poblaciones de Paita y Talara.

- La Planta debe operar con filtración directa cuando la turbiedad en el afluente sea menor de 20 UT y el color menor de 40 UC; del estudio efectuado esta forma de operación podría implantarse de 6 a 8 meses al año. Con agua de esta calidad, es casi imposible formar manto de lodos y en caso de hacerlo se requieren dosis

altas de sulfato y la ayuda de un polímero. Con filtración directa se obtiene agua de mejor calidad y se reducen en un 50 a 40% las dosis de sulfato de aluminio.

- Es necesario iniciar un programa de control y protección del río Chira. Los niveles de coliformes fecales detectados, superan en 10 veces los máximos tolerables para fuentes de abastecimiento superficial.

- Con el grado de contaminación detectado, es necesario preclorar el afluente cuando el nivel de coliformes fecales presentes supere a  $6 \times 10^2 / 100$  ml de muestra. La aplicación de cloro en este caso, debe efectuarse después de la decantación, sobre todo durante el primer semestre del año en que el color del afluente es alto, para evitar la formación de precursores de trihalometanos.

- Es necesario adiestrar al personal profesional responsable de supervisar la operación de la planta, para que este adiestre en servicio al personal de nivel técnico, y además la elaboración de un manual de operación

para el uso rutinario.

#### 6.2.5 Quinta solución: Incremento de la eficiencia de la Coagulación de la Planta de Tratamiento.

La experimentación llevada a cabo en Enero de 1994 del agua cruda proveniente de la fuente del río Chira, mediante la prueba de jarras con aplicación de cloruro férrico para evaluar la eficiencia de coagulación comparándola con la aplicación de sulfato de alúmina ( $\text{SO}_4\text{Al}_2$ ) utilizado en la Planta de tratamiento del S.E.P.T., se realizó en la siguiente forma:

- Se prepararon dos soluciones al 1% de cloruro férrico y sulfato de alúmina "Antarqui" de procedencia ecuatoriana, para evaluar la eficiencia de coagulación de ambos productos químicos para el tratamiento del agua.

- Se ha observado en los experimentos de pruebas de jarras realizadas en laboratorio con los coagulantes químicos mencionados (ver cuadros N<sup>o</sup> VI.6 y N<sup>o</sup> VI.7), con el agua cruda problema cuyos parámetros físicos-químicos se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> VI.8, actualmente con baja turbiedad de 4.60 NTU y un color de 25 UC método escala platino cobalto, el coagulante cloruro férrico requiere de 2 min. de agitación rápida a 100 rpm. y 10 min. de agitación lenta y la aparición de los flocs se observa después

C U A D R O Nro. VI.6  
PRUEBA DE JARRAS

FECHA: 07-01-94										
JARRA Nro.	AGUA CRUDA RIO CHIRA; DOSIFICACION					AGUA SEDIMENTADA				
	PH	ALCAL.	COLOR	TURBIDEZ	CLORURO FERRICO (mg/l)	PH	COLOR	TURBIDEZ	ALC.	TEMP.
1	8.4	178	25	4.6	8	8.2	25	2.5	163	
2	8.4	178	25	4.6	10	8.15	22	1.6	162	
3	8.4	178	25	4.6	12	8.13	20	1.2	161	
4	8.4	178	25	4.6	14	8.08	18	1	160	
5	8.4	178	25	4.6	16	8.04	16	0.8	159	
6	8.4	178	25	4.6	18	8	16	0.6	158	

NOTA

TIEMPO DE FLOCULACION 15 Min.  
T. DE SEDIMENT. 20 Min.

Las muestras Nro. 1 y 2 son las optimas para trabajar en la planta de tratamiento  
Hay buena remocion de la turbiedad pero no del color, a diferencia del sulfato de alumina que a menor turbiedad menor color.

C U A D R O Nro. VI.7  
PRUEBA DE JARRAS

FECHA: 07-01-94										
JARRA Nro.	AGUA CRUDA RIO CHIRA				DOSIFICACION		AGUA SEDIMENTADA			
	PH	ALCAL.	COLOR	TORBIDEZ	SULF. ALUMINA (mg/l)	PH	COLOR	TORBIDEZ	ALC.	TEMP.
1	8.4	178	25	4.6	8	8.2	28	4.9		
2	8.4	178	25	4.6	10	8.15	25	4		
3	8.4	178	25	4.6	12	8.13	22	3.5		
4	8.4	178	25	4.6	14	8.08	18	2		
5	8.4	178	25	4.6	16	8.04	12	1.5		
6	8.4	178	25	4.6	18	8	8	1		

NOTA

TIEMPO DE FLOCULACION 15 Min.

T.DE SEDIMENT. 20 Min.

Las muestras Nro. 4 y 5 serian las optimas para trabajar en la planta de tratamiento  
Hay buena remocion de la turbiedad y color, no asi con el cloruro ferrico que remueve la turbidez  
pero no el color.

C U A D R O Nro. VI.8  
 A N A L I S I S F I S I C O - Q U I M I C O S  
 C O M P A R A C I O N D E A P L I C A C I O N D E C O A G U L A N T E S  
 C L O R U R O F E R R I C O Y S U L F A T O D E A L U M I N A

FECHA: 07 - 01 - 94

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA: RIO CHIRA - PAITA

PRUEBAS	AGUA			VALORES
	CRUDA	DECANTADA CLORURO FERRICO	TRATADA CON SO <sub>4</sub> AL <sub>2</sub> PLANTA SEPT	GUIAS OMS
TURBIEDAD(NTU)	4.6	1.6	0.6	5
COLOR	25	22	3	15 Und.
SABOR	DULZON	DULZON	DULZON	Acceptable
PH	8.4	8.18	8.06	6.5-8.5 Und.
CLORO RES.(mg/l)	---	---	---	0.2-0.5 ppm
ALC.FENOLT.	8	5	3	90 ppm
ALC.TOTAL(CaCO <sub>3</sub> )	178	163	172	400 ppm
ACIDEZ (CaCO <sub>3</sub> )	0.0	0.0	0.0	---
BIOXIDO DE CARBONO LIBRE (CO <sub>2</sub> )	0.0	0.0	0.0	15 ppm
CLORUROS(Cl <sup>-</sup> )	82	85	85	250 ppm
SULFATOS(SO <sub>4</sub> )	130	120	120	400 ppm
DUR.TOTAL(CaCO <sub>3</sub> )	244	250	248	500 ppm
DUR.CALC.	180	180	180	200 ppm
DUR.MAGNES	64	70	68	150 ppm
DUR.CARBON.	178	87	172	---
DUR.NO CARB.	66	163	76	---
CALCIO COMO Ca	72	72	72	---
MAGNESIO COMO Mg	15.55	17.01	16.52	30 - 150 ppm
O.DISUELT	8.4	8.3	8.8	---
MAT.ORG.	3.3	3	2.2	9 ppm

NOTA: Se observa que no existe incremento de sustancias y sales.

Las sustancias y las sales se encuentran dentro de los valores guias.



de los 15 seg. de agitación lenta, cosa que no sucede con el sulfato de alúmina que requiere de más tiempo y la aparición de los flocs se observan después de 5 min., de igual manera los flóculos de hidróxido de fierro son más pesados y su sedimentación más rápida que los flocs producidos con la aplicación de sulfato de alúmina.

- La turbiedad del agua decantada con aplicación de cloruro férrico es menor que la obtenida con sulfato de alúmina, se ha observado con el cloruro férrico buena remoción de la turbiedad, no así de color, a diferencia de sulfato de alúmina que a menor turbiedad menor color.

Después de la decantación el pH y la alcalinidad se mantienen casi en rangos iguales.

- De acuerdo a las pruebas de jarras se puede observar que las muestra N<sup>o</sup> 04 y 05, la dosis óptima del coagulante sulfato de alúmina es de 14 y 16 mg/l, dando un promedio de 15 mg/l para remover una turbiedad de 1.75 mg/l y un color de 15 UC escala cobalto platino.

- Las pruebas de jarras con cloruro férrico, se pudo observar que la muestra N<sup>o</sup> 02 la dosis óptima es de 10 mg/l hay buena remoción de la turbiedad pero incremento del

color.

- Al realizar las dos pruebas de jarras con el agua cruda se puede observar que con una aplicación de 10 mg/l de cloruro de férrico hay buena remoción de la turbiedad pero incremento del color pero con el sulfato de alúmina se requiere aplicar 15 mg/l para obtener los mismos resultados, con buena remoción de la turbiedad y color.

En el cuadro N<sup>o</sup> VI.8 observamos la comparación del agua tratada con sulfato de alúmina en la planta S.E.P.T. y agua decantada con aplicación de cloruro férrico en laboratorio.

Se puede obtener una mejor calidad del agua en cuanto al parámetro de color en filtros rápidos después de una coagulación y sedimentación adecuadas, así como mediante filtros rápidos, después de agregar polielectrolitos inmediatamente antes de la filtración. Como se ha indicado en la cuarta alternativa del presente capítulo no se está aplicando el sulfato de alúmina en forma adecuada, es decir, se dosifica en la cámara de llegada del agua cruda y no en el resalto hidráulico que es como debería aplicarse para obtener una mejor coagulación y sedimentación.

De acuerdo a los ensayos, la aplicación de

cloruro férrico mejora la remoción de turbidez y de color ya que tiene un rango de pH de trabajo muy amplio (5.0 - 8.0) de aplicarse este coagulante sería necesario la puesta en operación del sistema de aplicación de polielectrolitos, actualmente inoperativo, además de aplicar el coagulante en el lugar adecuado (resalto hidráulico).

Además, en la dosificación del coagulante cloruro férrico, debe tenerse en cuenta una concentración de dilución menor para disminuir la presencia de color.

### 5.3 Línea de conducción.

Actualmente el sistema de conducción de agua potable se realiza a través de 2 líneas de impulsión de diámetros  $\phi 16''$  y  $\phi 10''$ , de 25 km. de longitud y clase A-7.5 de material asbesto cemento y cuentan con dispositivos como válvulas de aire y purga en un 82 % instaladas según proyecto pero que en la actualidad no se les da el mantenimiento adecuado. Para el presente estudio se ha tomado en cuenta esta infraestructura instalada previo a su estudio hidráulico.

#### 6.3.1 Análisis Hidráulico de las líneas de conducción de $\phi 16''$ y $\phi 10''$ :

Para efectuar el análisis hidráulico de las líneas de conducción se han tomado pruebas

de campo de caudales y presiones en la estación de bombeo de mejoramiento a Paita (estación Paita), y en las mencionadas líneas de conducción, dando los resultados mostrados en el cuadro N<sup>o</sup> VI.9.

De acuerdo a estas pruebas hidráulicas se determina lo siguiente:

Presión = 31.50 m.c.a.

Se tiene: Caudal línea  $\phi 16''$  = 180.00 lps.

Caudal línea  $\phi 10''$  = 45.00 lps.

Caudal total de bombeo = 225 lps.

De estos 225 lps. unos 25 lps. son derivados a la localidad de la Huaca desde el inicio, saliendo a través de un by-pass de la línea de  $\phi 16''$ .

Si hacemos uso de la fórmula de Hazen y William tenemos:

$$Q = 0.000426xCx(D^{2.63})x(Hf/L)^{0.54} \dots\dots(1)$$

Donde : C = 130 ( $\sqrt$ pies/seg. asb. cem.; por antigüedad)

D = pulg.

Hf= mt. (pérdida de carga)

Datos de la prueba:

Cota piez.de bombeo = 128.55mt. (31.50 m.c.a.).

Hf. = 7.50 mt.

L = 2.00 km.

D = 16''

C = 130

**CUADRO Nº VI.9**  
**CONDICIONES HIDRAULICAS DE OPERACION**  
**DEL SISTEMA DE MEJORAMIENTO DE BOMBEO**  
**A PAITA**

N° BOMBAS EN OPERACION	CAUDAL BOMBEO LPS	PREÑION m.c.a.	N° VUELTAS VALV. SUCCION	AMP.	VOLT	F.
2 (N° 2 y 3) en paralelo.	220	31.50	09 y 10	112	440	60
*1 (N° 3)	140	14.00	10		445	60
*2 (N° 2 y 3) en paralelo.	205	36.40	09 y 10	112	440	60
2 (N° 2 y 3) en paralelo.	184	31.50	04 y 05	112	440	60
**1 (N° 3)	49	28.00	04		445	60
**1 (N° 3)	61	48.30	04		445	60
**1 (N° 3)	65	53.20	10		445	60

\* Para realizar este aforo se cerró la válvula de  $\phi 10''$  (inoperativa línea  $\phi 10''$ ) y la línea que conduce agua a El Arenal.

\*\* Para realizar este aforo se cerró la válvula de  $\phi 16''$  (inoperativa línea  $\phi 16''$ ) y la línea que conduce agua a El Arenal.

Reemplazando en (1):

$$Q = 166.00 \text{ lps.}$$

Lo cual demostraría que el caudal que se bombea por la línea de  $\phi 16''$  es de 166 lps. y por la de  $\phi 10''$  45 lps.

Del cuadro N<sup>o</sup> VI.9 de pruebas de campo se ha comprobado que la línea de  $\phi 16''$  puede conducir un caudal de 220 lps, lo cual no implica que este diámetro de  $\phi 16''$  sea el económico sino que se está aprovechando la infraestructura instalada para conducir más caudal como alternativa de solución a corto plazo, en condiciones hidráulicas aceptables, que no afecten físicamente a dicha infraestructura.

Adicionalmente, hacemos referencia que en el capítulo III de Evaluación del Sistema Existente en los cuadros N<sup>o</sup> III.7 y N<sup>o</sup> III.8 se han presentado las pruebas de presiones en las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  que ratifican lo arriba expuesto.

#### 6.3.2 Mejoramiento hidráulico de las líneas de conducción existentes de $\phi 10''$ y $\phi 16''$ .

Esta alternativa de solución está fundamentada en las actuales condiciones del comportamiento hidráulico de las líneas de conducción de  $\phi 16''$  y  $\phi 10''$ , para plantear como

solución la optimización de la operación y funcionamiento de la infraestructura existente, proyectando para ello elementos de obras civiles, estructurales, hidráulicos y de equipamiento, que integrados al sistema permitan incrementar el caudal de entrega de agua a presiones de trabajo convenientes.

Habiendo analizado hidráulicamente las líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  con pruebas de campo y aplicación de fórmulas para su demostración, se plantea como alternativa de solución a corto plazo la independización del funcionamiento de ambas líneas de conducción por bombeo, de manera que trabajen cada una a presiones hidráulicas comprobadas a su adecuada fatiga en las uniones; línea de  $\phi 10''$  a 30 m.c.a. y la de  $\phi 16''$  a 43.5 m.c.a. como máximo. Para tal efecto se propone implementar una nueva estación de bombeo en el área adyacente a la estación de mejoramiento a Paita (ver plano NO VI.3), destinada a alimentar únicamente a la línea de  $\phi 10''$ , con un caudal de 45 lps, a una altura piezométrica de 30 m.c.a. La línea de  $\phi 16''$  recibirá un caudal de 220 lps de las electrobombas existentes, con una altura dinámica total equivalente a 43.5 m.c.a.

#### 6.3.2.1 Descripción del Proyecto.

El Proyecto de mejoramiento considera la construcción y equipamiento de una estación de bombeo, que consta de una sala de máquinas, de medidas interiores 6x4 mts., teniendo como nivel de piso terminado la cota 97.00 m.s.n.m. y estará ubicada a 3 mts. de la estación existente de mejoramiento de bombeo a Paita y de los ex-sedimentadores de la antigua planta de Paita, ahora funcionando como cisterna de cota de fondo 97.05 m.s.n.m.

Alojará a dos electrobombas centrífugas de succión horizontal, controles manual y electromecánico para su funcionamiento alterno y de características hidráulicas similares:

- Caudal de bombeo: 41 lps.
- HDT : 30 m.c.a.

En lo referente a la parte eléctrica actualmente existe una sola alimentación (con acometida subterránea) al transformador 13.2 Kv/440/220 v.-270 Kva., para nuevas cargas ( nueva bomba de 30 HP), sería necesario ya sea reemplazar el trafo



existente por otro de mayor capacidad o derivar del poste una nueva acometida para otro transformador o colocar en dicho poste un trafo pequeño, lo cual reduciría los costos de instalación en 13.2 Kv.

Se debe estudiar la posibilidad de instalar un transformador pequeño (Sub-Estación aérea) con su respectivo seccionador-fusible tipo cut ou, en el poste de llegada a la Planta Antigua.

Las instalaciones hidráulicas de la cámara de bombeo las formarán:

a) Una tubería de succión de  $\phi 10''$ , que conectará a la cisterna con las bocas de succión de los dos equipos de bombeo. Llevará en su extremo una canastilla de succión de  $\phi 10''$  y el ingreso a la cámara de bombeo, una válvula de compuerta del mismo diámetro.

b) El árbol de impulsión con tubería de  $\phi 10''$ , desde las bocas de salida de las dos electrobombas hasta su empalme con la línea existente de conducción por bombeo a Paita de  $\phi 10''$ . Los ramales de impulsión de cada bomba de  $\phi 10''$  estarán provistas de uniones

flexibles tipo DRESSER, válvulas check y de compuerta del mismo diámetro.

El árbol de impulsión tendrá en un extremo, una válvula de alivio de presión de  $\phi 6''$  y estará provista de un medidor de caudal. En el plano NO VI.3 se detallan las instalaciones hidráulicas descritas.

Las instalaciones de tuberías, bridas, accesorios metálicos, uniones flexibles, válvulas y medidor de caudal se ejecutarán de acuerdo a especificaciones técnicas.

Con la puesta en servicio de esta estación de bombeo, la línea de impulsión de  $\phi 10''$  será alimentada únicamente por ésta, debiéndose cerrar y sellar la válvula de mariposa del ramal de salida de  $\phi 10''$  de la estación existente de mejoramiento de bombeo a Paita. Esta línea abastecerá directamente a la localidad de Paita y a su vez la línea de  $\phi 16''$  alimentaría a las localidades de Pueblo Nuevo de Colán, Colán, industrias y la localidad de Paita, lo cual se fundamenta técnicamente en el cuadro NO VI.10 donde se demuestra que

CUADRO Nro. VI.10  
ANALISIS HIDRAULICO DE LAS LINEAS DE CONDUCCION POR BOMBEO  
DE 10" Y 16" DE DIAMETRO

PUNTO DE PARTIDA	PUNTO DE LLEGADA	LINEAS	CAUDAL (lps)	LONG. (km)	PRESION (m.c.a.)	COTA TERRENO PARTIDA (msnm)	COTA PIEZ. PARTIDA (msnm)	Hf (mts)	COTA PIEZ. LLEGADA (msnm)	COTA TERRENO LLEGADA (msnm)	PRESION LLEGADA
ESTAC. DE BOMBEO Nro.1	PUEBLO	16"	205	2	43.50	97.05	140.55	9.53	131.02	94.00	37.02
ESTAC. DE BOMBEO Nro.2	NUEVO COLAN	10"	41	2	30.00	97.05	127.05	4.78	122.27	94.00	28.27

PUNTO DE PARTIDA	PUNTO DE LLEGADA	LINEAS	CAUDAL (lps)	LONG. (km)	PRESION (m.c.a.)	COTA TERRENO PARTIDA (msnm)	COTA PIEZ. PARTIDA (msnm)	Hf (mts)	COTA PIEZ. LLEGADA (msnm)	COTA TERRENO LLEGADA (msnm)	PRESION LLEGADA
PUEBLO NUEVO DE COLAN	COLAN	16"	190	10.7	37.02	94.00	131.02	44.28	86.74	76.80	9.94
		10"	41	10.7	28.27	94.00	122.27	25.60	96.67	76.80	19.87

PUNTO DE PARTIDA	PUNTO DE LLEGADA	LINEAS	CAUDAL (lps)	LONG. (km)	PRESION (m.c.a.)	COTA TERRENO PARTIDA (msnm)	COTA PIEZ. PARTIDA (msnm)	Hf (mts)	COTA PIEZ. LLEGADA (msnm)	COTA TERRENO LLEGADA (msnm)	PRESION LLEGADA
COLAN	CASETA	16"	185	12.3	9.94	76.80	86.74	48.45	38.29	68.25	-29.96
	TABLAZO	10"	41	12.3	19.87	76.80	96.67	29.43	67.24	68.25	-1.01

- \* La estacion de bombeo Nro. 1 es la caseta de bombeo existente en El Arenal.
- \* La estacion de bombeo Nro. 2 es la futura caseta de bombeo para la linea de 10"
- \* Se considera un caudal de salida para la Huaca de 20 lps.
- \* Se considera un caudal de salida para Pueblo Nuevo de Colan de 15 lps.
- \* Se considera un caudal de salida para Colan de 5 lps.
- \* El caudal de la linea de 10" llega directamente a Caseta Tablazo de Paita.

el análisis hidráulico para ambas líneas indica las presiones adecuadas para los caudales de transporte desde el punto de la futura estación de bombeo para la línea de  $\phi 10''$  y desde la estación de bombeo de mejoramiento a Paita para la línea de  $\phi 16''$  hasta la caseta tablazo de Paita para las dos líneas.

Considerando la presión negativa que se presentan en el tramo entre Colán y Caseta Tablazo para la línea de  $\phi 16''$  se recomienda la instalación de una estación de bombeo "booster" como se presenta en el plano N<sup>o</sup> VI.4. la que se ubicará en el km 12+800. en la cota de terreno 76.5 m.s.n.m., que tendrá como función reimpulsar 185 lps. a la cota piezométrica de 122.11 m.s.n.m. con lo cual se asegurará presiones adecuadas para el abastecimiento de agua potable a los usuarios de dicha línea así como a la cisternas proyectadas de ZOFRI-Paita y la del Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la Zona Alta de Paita.

La estación de bombeo "booster"

cuyos detalles constructivos y de instalaciones hidráulicas y de equipamiento se muestran en el plano N<sup>o</sup> VI.4, es una edificación de dos niveles. El nivel inferior es un compartimiento semienterrado, dimensionado y acondicionado para recibir con una tubería metálica de  $\phi 30''$  a la línea de  $\phi 16''$  y a los ramales y columnas de succión de las electrobombas. El nivel superior está constituido por una sala de bombas para alojar los motores de las electrobombas, el árbol de la tubería de impulsión de  $\phi 10''$  y  $\phi 18''$  y los tableros eléctricos y dispositivos de operación y control. Contará también de un ambiente para el montaje de un grupo de generación eléctrica para casos de interrupción del suministro de energía eléctrica y de un depósito de herramientas e implementos y cuarto de guardianía.

Las características de las electrobombas a instalar son las siguientes:

- NO unidades: 4 equipos (uno de ellos de reserva o alternancia).

- Caudal de bombeo: 62 lps.
- Caudal total de bombeo: 185 lps.
- HDT : 43 m.c.a.

En el diseño de la futura estación de bombeo "booster" y caseta de bombeo se ha tomado en cuenta el trabajo presentado por el Ing. Francisco García Alvarado.

Las válvulas de aire y purga en las líneas de conducción por bombeo de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  se encuentran inoperantes debido a falta de mantenimiento y deterioro recomendándose el cambio de estos dispositivos.

El número de válvulas de aire y purga de ambas líneas, se indican en los planos NO III.11 y NO III.12.

El sistema de abastecimiento de agua potable de Paita y anexos no cuenta con sistemas de medición de presión ni de flujo, por lo que se recomienda la instalación de nuevos manómetros de manera de poder realizar mediciones de presión en el ingreso de cada una de las tuberías en la siguiente forma:

- Tubería de  $\phi 10''$ , presión en el inicio de 30 mt.

- Tubería de  $\phi 16''$ , presión en el inicio de 43.50 mts.
- Tubería de  $\phi 6''$ , para la Huaca, con presión de la línea de 16" de 43.5 mts.

Asimismo, los caudalímetros estarían ubicados en cada línea de conducción para la medición de los caudales que circulan por cada una de ellas.

### 6.3.3 Instalación de nueva línea de conducción.

En la alternativa a largo plazo se contempla la instalación de una nueva línea de conducción por bombeo de agua potable cuya capacidad cubra las necesidades que en un futuro son requeridas.

Así tenemos, que en el cuadro N<sup>o</sup> VI.11 se presenta los datos de la población actual y proyección de la población futura, así como el cálculo futuro de los caudales promedio, máximo diario, máximo horario y de bombeo, los cuales proyectan un caudal total de 338.28 lps.

Según la fórmula de Bresse :

$$D = 1.3(N/24)^{0.25}(Q^{0.5})$$

Para las condiciones hidráulicas siguientes:

- Q (Caudal de bombeo) = 338.28 lps.

CUADRO Nro. VI.11  
 CALCULO DEL CAUDAL FUTURO DE DEMANDA PARA PAITA, PUEBLO NUEVO DE  
 COLAN, COLAN E INDUSTRIAS Y DIAMETRO PROYECTADO PARA LA FUTURA  
 LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE

LOCALIDAD	POB. ACTUAL 1993	POB. FUT. 2010	Qp (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)	Qb (lps)	D (BRESE) (pulg)
PAITA	43,052	55,323.00	115.26	149.83	207.46	199.78	
COLAN Y PUEBLO NUEVO DE COLAN	11,685	12,181.61	25.38	32.99	45.68	43.99	
(* ) INDUSTRIAS	63					94.52	
TOTAL			140.63	182.82	253.14	338.28	28

(\* ) La demanda futura de las industrias en la zona baja y alta, avícolas y comercio se ha considerado el 50% adicional de la demanda actual (63+21.5 lps= 94.5 lps).  
 - Para el calculo de los caudales de bombeo futuros se ha considerado 18 horas de bombeo.  
 - Para el calculo del diametro de la futura linea de conduccion se ha utilizado la formula de Bresse.



- N (Nº horas de bombeo) = 18
- D (Diámetro en mt.).

Reemplazando estos valores en la fórmula de Bresse resulta un diámetro para la línea de conducción por bombeo de  $\phi 28''$ , el cual es tomado como un valor de pre-diseño, debiendo efectuarse un análisis del diámetro más económico para la selección final.

Como un predimensionamiento del diámetro para la línea de conducción se presenta el gráfico NO VI.1, para la determinación del diámetro económico, donde se aprecia en la curva determinada que el punto de inflexión corresponde en el eje Y (pérdida de carga, en mt.) a un valor de 41 mt. el cual a su vez corresponde en el eje de X (diámetros, en pulgadas) un valor de  $\phi 24''$ .

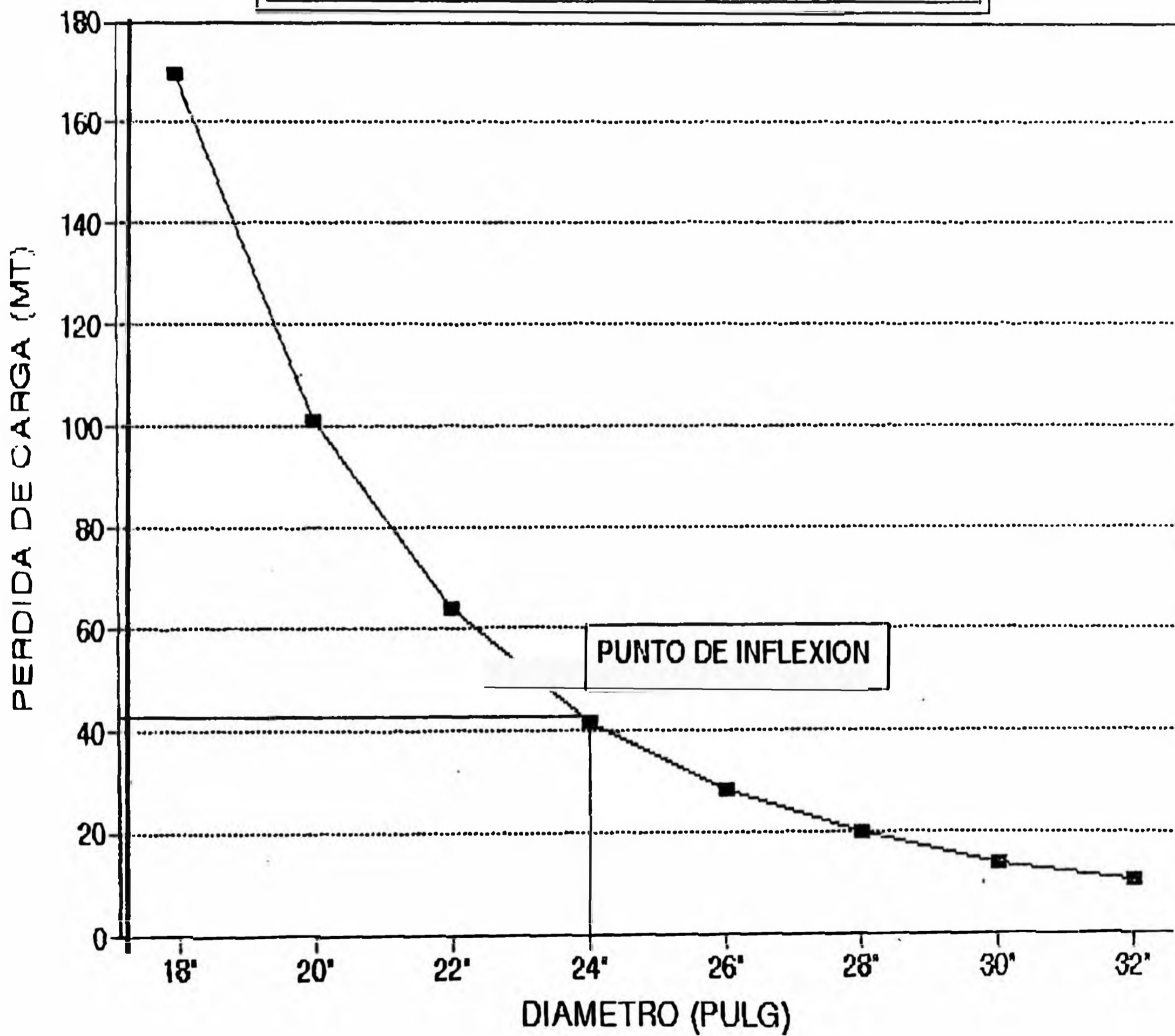
Para la elaboración del perfil longitudinal de la línea de conducción y por ende de la línea de gradiente hidráulica se puede sugerir como referencia el perfil existente de la línea de conducción de  $\phi 16''$ .

La altura disponible entre la cota El Arenal y Paita es de:

$$97.05 - 68.25 = 28.80 \text{ mts.}$$

Con esta altura disponible se tendría un diámetro de diseño de 26" en el caso de trabajar por gravedad.

**GRAFICO Nro. VI.1**  
**DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO**



Como esta futura línea de conducción abastecerá a lo largo de su recorrido a las localidades de Pueblo Nuevo de Colán, Colán, Industrias y a la localidad de Paita, la pérdida de carga se vería afectada y así mismo ocasionaría la disminución de las presiones, por lo que se recomienda el diseño de una estación de bombeo en cuya selección de los equipos de bombeo se tendría en cuenta los siguientes parámetros hidráulicos:

HDT = 30 m.c.a.

Caudal = 338.28 lps.

Longitud del tramo = 25 km.

Hf = 48.80 mts.

Presión de ingreso a Paita = 10 mts. (en caseta Tablazo).

Diámetro de la línea =  $\phi$ 24".

En este prediseño de la futura línea de conducción por bombeo no se ha considerado la demanda de la Zona Franca Industrial de Paita (ZOFRI-Paita) sugiriéndose que la actual línea de conducción por bombeo  $\phi$ 16" sea la que abastezca dicha demanda.

## CAPITULO VII

### SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL DE LA ZONA ALTA DE PAITA

#### 7.1 Descripción del sistema.

En este estudio para el abastecimiento de agua potable a la Zona Alta de Paita se considera un sistema: Cisterna - estación de bombeo - línea de impulsión - reservorio de almacenamiento - línea de aducción - red de distribución, diseñados para satisfacer las necesidades de la población de las habilitaciones urbanas que se desarrollan actualmente en la Zona Alta de Paita, infraestructura futura que se integrará al sistema de abastecimiento de agua potable a la ciudad de Paita y anexos.

Este sistema proyectado contará con dos estructuras hidráulicas: una cisterna semienterrada de 500 m<sup>3</sup> y un reservorio de almacenamiento (tanque elevado) de 2,200 m<sup>3</sup> de capacidad.

##### 7.1.1 Cisterna - Estación de Bombeo

Este estudio prevee y define el

abastecimiento de agua potable al sistema del Tablazo, mediante una tubería de  $\phi 12''$  que será derivada de la línea de conducción por bombeo de  $\phi 16''$  hacia la cisterna de 500 m<sup>3</sup>. La tubería proyectada de  $\phi 12''$  contará antes de su descarga en la cisterna con 1 válvula tipo mariposa y 1 válvula de flotador, ambas de  $\phi 12''$  de diámetro; la primera por facilidad de operación para la apertura y cierre de agua de dicha línea y la segunda para evitar pérdidas de agua por el rebose al alcanzar el agua su nivel máximo en la cisterna.

La cisterna diseñada será una estructura hidráulica semienterrada de 500 m<sup>3</sup> de capacidad (este volumen constituye una reserva para 1.5 horas de consumo), cuyas dimensiones y niveles constructivos se muestran en el cuadro N<sup>o</sup> VII.1 y en el plano N<sup>o</sup> VII.1.

Sobre la cisterna se ha proyectado a lo largo de la sección sur, la sala de bombas de medidas interiores 4.40 m x 12.10 m. y 53.24 m<sup>2</sup> de área, que alojará a 3 motores de igual número de electrobombas y el árbol de la tubería de impulsión de  $\phi 14''$ .

Las características de los equipos de bombeo se fijan en base a las siguientes consideraciones:

- Siendo el caudal máximo diario requerido

**CUADRO Nº VII.1**  
**DIMENSIONES Y NIVELES DE LA CISTERNA**  
**DE 500 MT3.**

DESCRIPCION	MEDIDAS Y COTAS
Longitud interior	13.50 m.
Ancho interior	12.10 m.
Altura interior	3.50 m.
Area interior	163.35 m <sup>2</sup>
Altura máxima de agua	3.10 m.
Borde libre	0.40 m.
Nivel de fondo (N.P.T)	95.70 m.s.n.m.
Nivel máximo de agua	98.80 m.s.n.m.
Nivel mínimo de agua	96.20 m.s.n.m.
Nivel de terreno	98.80 m.s.n.m.
Nivel de piso de est. de bombeo	99.45 m.s.n.m.

por la población de la Zona Alta de 89.48 lps, y considerando 18 horas de bombeo se obtendrá un caudal de 119.30 lps por lo que se ha optado la instalación de 2 equipos de bombeo de 60 lps cada uno, más un tercer equipo similar en stand by para el funcionamiento alternado o en el caso de desperfecto en los otros dos.

- La altura dinámica de bombeo se determina de la siguiente manera:

* Nivel máximo de agua en el tanque elevado.	127.10 msnm
* Nivel mínimo de agua en la cisterna.	96.20 msnm.
	-----
Desnivel (altura geométrica)	30.90 mt.
* Pérdida de carga por fricción en la línea de impulsión de $\phi 14''$ para un caudal $Q=119.30$ lps.	3.09 mt.
* Pérdida de carga por accesorios.	0.33 mt.
	-----
TOTAL	34.32 mt.

En consecuencia, las características de los 3 equipos de bombeo son las siguientes:

TIPO	:	Turbina Vertical de columna corta.
CAUDAL DE BOMBEO	:	60 lps.
HDT	:	34.32 mt.

#### 7.1.2 Línea de impulsión

La línea de impulsión entre la estación de bombeo de la cisterna de 500 mt<sup>3</sup>. y el reservorio de almacenamiento (tanque elevado), que tiene 900 m. de longitud, constará de un árbol de salida con tubería metálica de  $\phi 14''$ , que a pocos metros de la estación de bombeo, continuará enterrada con tubería de PVC del mismo diámetro y de clase A-15.

Las tuberías, de ingreso a la cisterna, del árbol de salida de la línea de impulsión y de subida al reservorio de almacenamiento, todas serán metálicas, al igual que los accesorios, válvulas, uniones flexibles y otros elementos, deberán cumplir con las especificaciones técnicas que forman parte del presente estudio.

Para la determinación del diámetro de la



tubería de impulsión a continuación se presenta el estudio del diámetro más económico, para ello en el gráfico N<sup>o</sup> VII.1 se muestra las condiciones topográficas e hidráulicas del conjunto cisterna-caseta de bombeo, línea de impulsión y tanque elevado.

#### 7.1.2.1 Caudal de diseño.

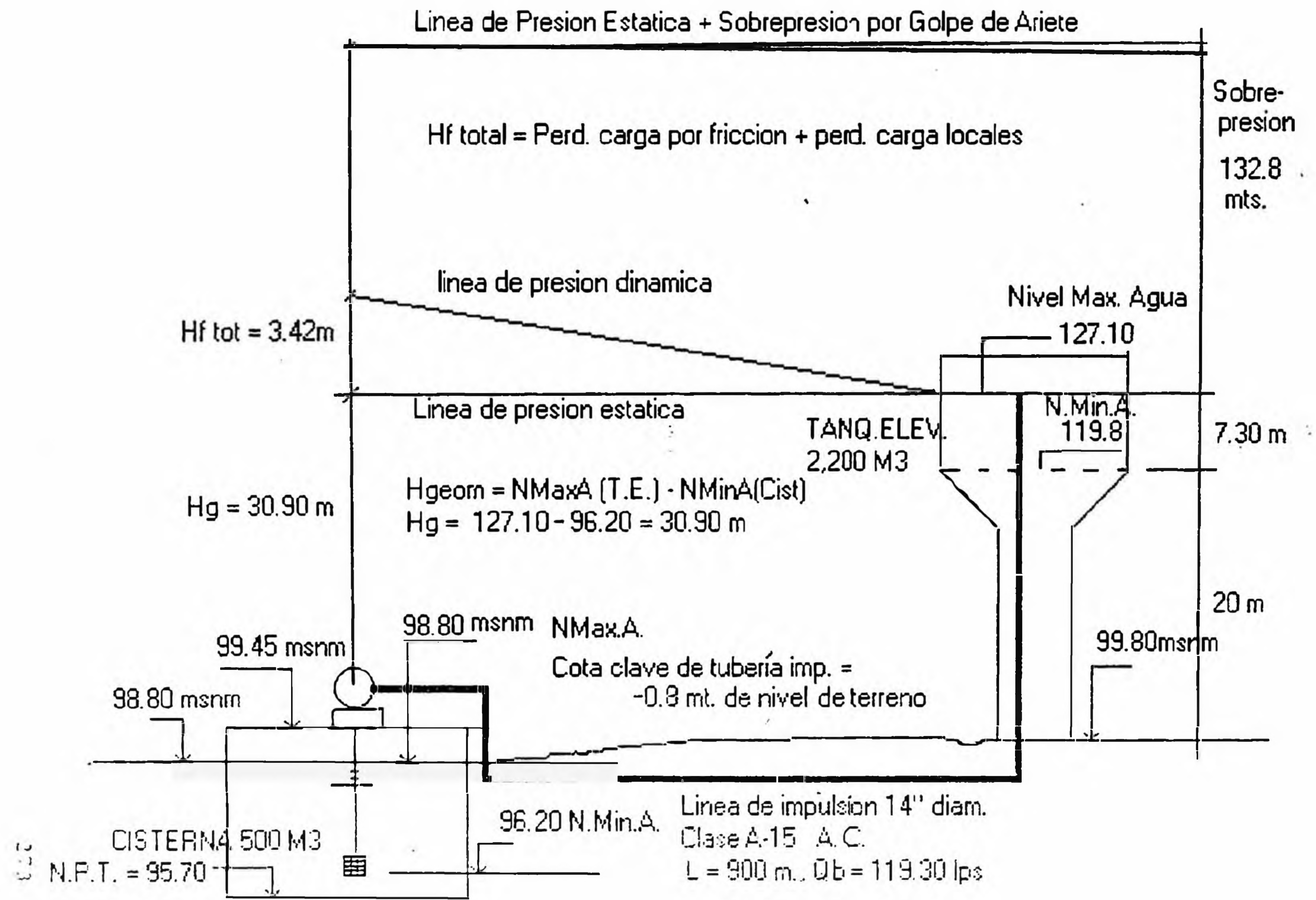
Considerando el caudal máximo diario como caudal de diseño, se tendrá:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_b = (24/N)Q_{\text{md}}; \text{ para } N=18 \text{ hrs.}$$

	AÑO	POBLAC.	$Q_p$ (lps)	$Q_{\text{md}}$ (lps)	$Q_b$ (lps)
ACTUAL	1993	21836	45.49	59.14	78.85
INTERM	2000	24807	51.68	67.19	89.58
FUTURO	2010	33038	68.83	89.48	119.30

#### 7.1.2.2 Cálculo del diámetro económico.

En el cuadro VII.2 se ha tabulado los valores de diferentes diámetros de tubería vs. sus pérdidas de carga y velocidades respectivas para la determinación del diámetro económico y velocidades recomendables. Se ha



GRAF. N° VII.1 ESQUEMA DEL PERFIL DE LA LINEA DE IMPULSION

CUADRO Nro. VII.2

CALCULO DEL DIAMETRO ECONOMICO DE LA LINEA DE IMPULSION  
CISTERNA - TANQUE ELEVADO

Q (lps)	D (pulg)	C (Hazen)	L (Km)	Hf (mt)	VELOC (mt/s)	DIAMETRO SEGUN BRESSE (pulg)
119.3	10	140	0.9	15.89	1.52	16.45
119.3	12	140	0.9	6.54	1.05	16.45
119.3	14	140	0.9	3.09	0.77	16.45
119.3	16	140	0.9	1.61	0.59	16.45
119.3	18	140	0.9	0.91	0.47	16.45
119.3	20	140	0.9	0.54	0.38	16.45

tomado en cuenta lo siguiente:

- El valor del caudal de diseño es de 119.30 lps.

- Los diámetros tabulados son:  $\phi 10''$ ,  $\phi 12''$ ,  $\phi 14''$ ,  $\phi 16''$ ,  $\phi 18''$  y  $\phi 20''$ .

- El valor de C de Hazen correspondiente a tubería de P.V.C. es de 140  $\sqrt{\text{pies/seg}}$ .

- La longitud de la línea de impulsión es de 0.90 Km.

- Para cada diámetro se ha calculado el valor de Hf (pérdidas de carga), cuyos cálculos se han realizado utilizando la fórmula de Hazen y Williams:

$$H_f = 1.72 \times 10^6 \times (Q/C)^{1.85} \times L/D^{4.87}$$

Donde:

Hf: pérdida de carga en mt.

Q : caudal en lps. (119.3 lps.)

C : 140 (PVC.) en ( $\sqrt{\text{pies/seg}}$ ).

L : longitud en km. (0.90 km.)

D : diámetro en pulg.

- En la sexta columna se presentan los valores de las velocidades para tener en cuenta las máxima velocidad (3.0 mt/seg), y las mínima (0.6 mt./seg.), observándose en esta columna que la cuarta, quinta y sexta

fila las velocidades están por debajo de la mínima, correspondientes a los diámetros de 16", 18" y 20".

- En la séptima columna se presenta el cálculo del diámetro más económico, como un predimensionamiento, habiéndose utilizado la fórmula de Bresse:

$$D = 1.3(N/24)^{0.25}Q^{0.5}$$

Donde:

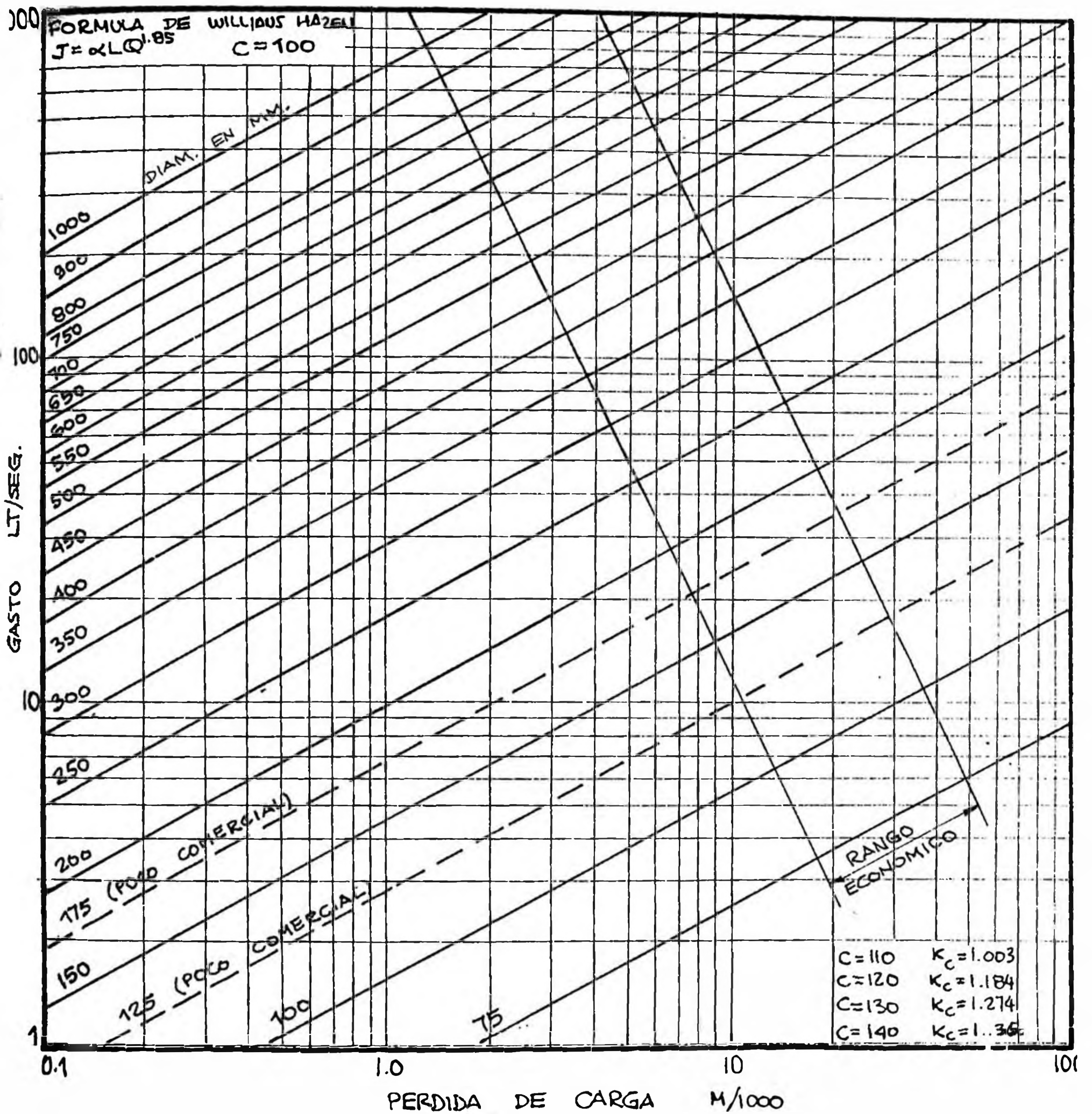
D = diámetro en mt.

N = NO de horas de bombeo (18 hrs.)

Q = caudal en mt<sup>3</sup>/seg. (0.119 mt<sup>3</sup>/seg.)

Para la selección de diámetros utilizaremos tres métodos:

- 1) El cálculo del diámetro que corresponde al valor obtenido aplicando la fórmula de Bresse que es de  $\phi 16.45$  pulg.
- 2) En la selección de diámetros para una línea de bombeo, la zona de RANGO ECONOMICO del gráfico NOVII.2 conduce a una pre-selección, al restringir el análisis económico a una o dos alternativas dentro de las cuales



## GRAFICO NO VII.2

ABACO PARA LA SELECCION DE DIAMETROS  
 ECONOMICOS EN REDES DE DISTRIBUCION  
 (Elaborado por S. AROCHA R.)

Uso del ábaco: Entrar con el caudal de diseño sobre el eje de ordenadas y seleccionar los diámetros trazando horizontal hasta interceptar las rectas que definen los diámetros, dentro de la ZONA DE RANGO ECONOMICO. Para valores de C diferentes a 100, dividir el caudal por el factor correspondiente de  $K_c$ .

estará la solución óptima. Utilizando el ábaco de velocidades económicas para el caudal de diseño, dividimos 119.3 entre 1.365 obteniéndose 87.39 lps, luego este valor se intercepta con la zona de rango económico resultando los valores:

$$\phi 300 \text{ mm.} = \phi 12''.$$

$$\phi 350 \text{ mm.} = \phi 14''.$$

- 3) Utilizando las tablas de velocidades económicas (ver cuadro N<sup>o</sup> VII.3) tenemos que para un caudal de  $Q = 119.30$  lps. corresponde una  $V_{\text{máx}} = 1.20$  mt./seg. para un diámetro de  $\phi 14''$ .

Luego para nuestro estudio consideramos los diámetros :  $\phi 14''$ ,  $\phi 16$  y  $\phi 18''$ .

#### 7.1.2.3 Determinación de la pérdida de carga.

Esta se determina por la suma de las pérdidas por fricción y locales (accesorios).

En el siguiente cuadro se presentan las pérdidas de carga por fricción haciendo uso de la fórmula de

**CUADRO NO VII.3**  
**RELACION DIAMETRO-VELOCIDAD ECONOMICA**

DIAMETRO		V <sub>máx</sub> mt/seg	Q <sub>máx</sub> lps
mm	pulg		
75	3	0.70	3.05
100	4	0.75	5.89
150	6	0.80	14.14
200	8	0.90	28.27
250	10	1.00	49.09
300	12	1.10	77.75
350	14	1.20	115.45
400	16	1.25	157.10
450	18	1.30	206.76
500	20	1.40	274.90
600	24	1.60	252.39
700	30	1.60	729.60



Hazen & Williams:

$$H_f = 1.72 \times 10^6 \times (Q/C)^{1.85} \times L/D^{4.87}$$

DIAMETRO (pulg)	PERDIDA DE CARGA POR FRICCION $H_f$ (mts)		
	$Q_{actual}$ 78.85 lps	$Q_{interm}$ 89.58 lps	$Q_{dis}$ 119.30 lps
φ 14	1.44	1.82	3.09
φ 16	0.75	0.95	1.61
φ 18	0.42	0.53	0.91

En el siguiente cuadro se presenta la pérdida de carga por accesorios, correspondiente al árbol (2 válv. check, 2 válv. compuerta, 2 yee 10"xφ), línea de impulsión (2 codos de 45°), y tanque elevado (tres codos de 90° y válvula compuerta).

DIAMETRO (pulg)	PERDIDA DE CARGA POR ACCESORIOS $H_i$ (mts)		
	$Q_{actual}$ 78.85 lps	$Q_{interm}$ 89.58 lps	$Q_{dis}$ 119.30 lps
φ 14	0.15	0.19	0.33
φ 16	0.08	0.11	0.18
φ 18	0.05	0.06	0.11

La pérdida de carga total se muestra en el siguiente cuadro:

DIAMETRO (pulg)	PERDIDA DE CARGA TOTAL $H_t = H_f + H_j$ (mts)		
	$Q_{actual}$ 78.85 lps	$Q_{interm}$ 89.58 lps	$Q_{dis}$ 119.30 lps
Ø 14	1.59	2.01	3.42
Ø 16	0.83	1.06	1.79
Ø 18	0.47	0.59	1.02

#### 7.1.2.4 Determinación de la potencia requerida.

Utilizaremos la siguiente fórmula:

$$HP = \frac{Q \times H_{dt}}{75 \times e}$$

Donde:  $Q$  = caudal de bombeo (lps)  
 $H_{dt}$  = altura dinámica total (mts)  
 $e$  = eficiencia (75%)

Teniendo como dato:

$$H_g = 30.90 \text{ mts.}$$

DIAMETROS	$H_T$ (mts)	HDT ( $H_T+H_g$ ) (mts)	POTENCIA (HP)
Q actual = 78.85 lps			
$\phi 14''$	1.59	32.49	44.90
$\phi 16''$	0.83	31.73	43.90
$\phi 18''$	0.47	31.37	43.40
Q interm.= 89.58 lps			
$\phi 14''$	2.01	32.91	51.70
$\phi 16''$	1.06	31.96	50.20
$\phi 18''$	0.59	31.50	49.50
Q diseño= 119.30 lps			
$\phi 14''$	3.42	34.31	71.80
$\phi 16''$	1.79	32.69	68.40
$\phi 18''$	1.02	31.92	66.80

#### 7.1.2.5 Determinación del costo del equipo de bombeo.

En el siguiente cuadro se muestra el costo del equipo e incluye instalación, para los períodos intermedio y de diseño.

PERIODO AÑOS	DIAM. (pulg)	POT. (HP)	COSTO MOTOR(\$)	COSTO BOMBA(\$)	COSTO TOTAL(\$)
1993 - 2003	φ 14	51.70	44,462	71,139.2	115,601.2
	φ 16	50.20	43,172	69,075.2	112,247.2
	φ 18	49.50	42,570	68,112.0	110,682.0
2003 - 2010	φ 14	71.80	61,748	98,796.8	160,544.8
	φ 16	68.40	58,824	94,118.4	152,942.4
	φ 18	66.80	57,448	91,916.8	149,364.8

\* El costo de la bomba es igual a 1.6 veces el costo del motor.

#### 7.1.2.6 Determinación del exceso de presión por golpe de ariete.

Para un caudal  $Q = 119.30$  lps.  
(para la tubería de impulsión).

$$\text{Velocidad} = V = Q/A; \quad A = \pi D^2/4$$

Para la elaboración del cuadro NOVII.4 en el cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete se ha utilizado la siguiente fórmula, en la cual se ha tomado en cuenta la sobrepresión para cerrado instantáneo (caso más desfavorable):

$$P = 63.6 * V * \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{K * D}{E * T}}}$$

**CUADRO Nro. VII.4  
CALCULO DE SOBREPRESION POR GOLPE DE ARIETE**

Qb p3/s (*)	Diametro (Pulg)	Area (p2)	Velocidad (pie/seg)	Espesor Clase A-15 (lb/pulg2)	Sobre presion (m.c.a)	Sobre presion (m.c.a)	Hg (mt)	HDT (m)
4.42	14.00	1.07	4.13	1.496	188.9	132.8	30.9	163.724
4.42	16.00	1.40	3.16	1.732	145.1	102.0	30.9	132.914
4.42	18.00	1.77	2.50	1.969	114.9	80.8	30.9	111.698

Donde:

P = Exceso de presion en lb/pulg2

E = Modulo de elasticidad del agua en lb/pulg2 (300000 lb/pulg2)

T = Espesor del tubo en pulgadas

V = Velocidad del agua en pies/seg

E = Modulo de elast. de la tub. en lb/pulg2 (E de A.C. = 3'000,000)

HDT = Altura geom + perd.local + perd. por friccion

(\*) El caudal de bombeo 119.30 lps se ha transformado a 4.42 p3/s

Donde:

$P =$  Exceso de presión en  $\text{lb/pulg}^2$

$K =$  Módulo de elasticidad del agua en  $\text{lb/pulg}^2$  (300,000  $\text{lb/pulg}^2$ ).

$T =$  Espesor del tubo en pulg.

$V =$  Velocidad del agua en pies/seg.

$E =$  Módulo de elasticidad de la tubería en  $\text{lb/pulg}^2$  (A.C. = 3'000,000  $\text{lb/pulg}^2$ ).

En donde se verifica, en el gráfico NOVII.1, que para todos los diámetros:

Presión estática +  $P >$  Presión dinámica.

Por lo tanto, predomina el "golpe de ariete" en el diseño.

#### 7.1.2.7 Verificación del punto de cota mínima.

Para las condiciones hidráulicas del tanque elevado tenemos:

$H_{\text{máx}} =$  Nivel máx. agua - Cota mín. tub.

$H_{\text{máx}} = 127.10 - 99.00 = 28.10$  mts.

En el siguiente cuadro se presenta el cálculo de la sobrepresión más la altura máxima para la selección de la clase de tubería.

DIAMETRO (pulg)	$H_{m\acute{a}x}$ (mts)	P (mts)	$H_{m\acute{a}x}+P$ (mts)	CLASE (Kg/cm <sup>2</sup> )
φ14	28.10	132.80	160.90	15
φ16	28.10	102.80	130.10	15
φ18	28.10	80.80	108.90	10

P = sobrepresión por golpe de ariete.

Como el perfil del terreno no es accidentado es decir no presenta cambios bruscos de pendientes, por lo que se considera la altura máxima aproximadamente igual para todo el tramo de la línea de impulsión, requiriendose para el caso de φ14" tubería de clase 15 kg/cm<sup>2</sup>.

El siguiente cuadro se presenta como referencia para la selección de la clase de tubería:

CLASE	PRESION NOMINAL (kg/cm <sup>2</sup> )	M.C.A.
5	5.0	50
7.5	7.5	75
10	10.0	100
15	15.0	150

#### **7.1.2.8 Costos.**

##### **a) Costo de tuberías.**

En los cuadros NO VII.5, NO VII.6 y NO VII.7 se muestra el costo de accesorios, costos de tuberías y accesorios y costos de instalación de tubería respectivamente.

##### **b) Costo de energía.**

En el cuadro NO VII.8 se muestra el costo de energía para los requerimientos hidráulicos.

##### **c) Comparación de los costos totales para las tres alternativas.**

En el cuadro NO VII.9 se presentan los costos totales para los tres diámetros materia del presente análisis, en donde la alternativa a escoger, por ser la más económica, corresponde a la tubería de 14" de diámetro.

#### **7.1.3 Reservorio (Tanque Elevado)**

El sistema de abastecimiento de agua potable contará con un reservorio (tanque elevado) que permitirá almacenar volúmenes de agua para regulación, contra incendio y de reserva.

El reservorio para su funcionamiento



CUADRO Nro. VII.5  
COSTO DE ACCESORIOS

DIAM	14 (PULG)	16 (PULG)	18 (PULG)
ACCES	COSTO(\$)	COSTO(\$)	COSTO(\$)
check	5,243.00	6,206.00	7,169.00
compuert	1,027.00	1,231.00	1,441.00
ye 10x	401.00	615.00	831.00
check	5,243.00	6,206.00	7,169.00
compuert	1,027.00	1,231.00	1,441.00
ye 10x	401.00	615.00	831.00
codo 45	203.00	305.00	519.00
codo 45	203.00	305.00	519.00
codo 90	205.00	310.00	524.00
codo 90	205.00	310.00	524.00
codo 90	205.00	310.00	524.00
compuert	1,027.00	1,231.00	1,441.00
TOTAL	15,390.00	18,875.00	22,933.00

CUADRO Nro. VII.6  
COSTOS DE TUBERIAS Y ACCESORIOS  
(COSTO EN DOLARES)

DIAM	14"	16"	18"
CLASE	A-15	A-15	A-15
LONG. (M)	900	900	900
COSTO/ML	69.898	89.986	115.11
SUBTOTAL	62,908.20	80,987.40	103,599.00
ACCESORI	15,390.00	18,875.00	22,933.00
TOTAL	78,298.20	99,862.40	126,532.00

CUADRO Nro. VII.7  
COSTO DE INSTALACION DE TUBERIA

DIAMETRO	EXCAV.	COLOC.	RELLENO	COST. TOTAL
PULGADAS	(\$)	(\$)	(\$)	(\$)
14"	6,333	704	5,965	13,001
16"	6,643	1,058	6,265	13,966
18"	7,381	2,117	6,942	16,440

CUADRO Nro. VII.8  
COSTO DE ENERGIA

Diametro 14"

Q (lps)	ht (m)	H + ht (m)	Potencia HP	Potencia Kw	Costo Anual (\$)	Costo Anual (\$)/lps	Costo periodo (\$)	
78.85	1.59	32.49	44.9	33.5	15,425.4	195.6	107,977.5	
89.58	2.01	32.91	51.7	38.6	17,751.0	198.2	177,509.9	
119.3	3.42	34.32	71.8	53.6	24,653.1	206.6		
TOTAL.....							285,487.4	

Diametro 16"

Q (lps)	ht (m)	H + ht (m)	Potencia HP	Potencia Kw	Costo Anual (\$)/lps/seg	Costo Anual (\$)/lps/seg	Costo periodo (\$)	
78.85	0.83	31.73	43.9	32.8	15,064.5	191.1	105,451.7	
89.58	1.06	31.96	50.2	37.5	17,238.6	192.4	172,385.8	
119.3	1.79	32.69	68.4	51.1	23,482.2	196.8		
TOTAL.....							277,837.5	

Diametro 18"

Q (lps)	ht (m)	H + ht (m)	Potencia HP	Potencia Kw	Costo Anual (\$)/lps/seg	Costo Anual (\$)	Costo periodo (\$)	
78.85	0.47	31.37	43.4	32.4	14,893.6	188.9	104,255.3	
89.58	0.59	31.49	49.5	36.9	16,985.1	189.6	169,850.8	
119.3	1.02	31.92	66.8	49.9	22,929.1	192.2		
TOTAL.....							274,106.0	

ht = perdida de carga total (hf + hL)

H = alt. geom. (desnivel entre niv.max.ag.T.E. - niv.min.ag.Cist)

CUADRO Nro. VII.9  
COMPARACION DE LOS COSTOS TOTALES PARA LAS 3 ALTERNATIVAS

DIAMETRO (Pulg)	EQUIPO (\$)	ENERGIA (\$)	TUBERIA (\$)	INSTALACION (\$)	COSTO TOTAL (\$)
14"	276,146.0	285,487.4	78,298.2	13,001.0	652,932.6
16"	265,189.6	277,837.5	99,862.4	13,966.0	656,855.5
18"	260,046.8	274,106.0	126,532.0	16,440.0	677,124.8

Luego, la alternativa a escoger, por ser la mas economica, es la de tuberia de 14" de diametro.

hidráulico de cabecera será alimentado por la línea de impulsión de  $\phi 14''$  proveniente de la cisterna-estación de bombeo y a su vez abastecerá a la red de distribución con una tubería de aducción de  $\phi 14''$  (ver plano NOVII.2).

Según las normas de diseño la capacidad del tanque se fijará en función del diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda. Como no se dispone de ésta información se adoptará como capacidad de regulación el 25% del promedio anual de la demanda.

Cuando la alimentación no es continua se reajustará la capacidad de regulación teniendo en cuenta el tiempo de alimentación y su variación dentro de las 24 horas del día.

Para el volumen de reserva contraincendio se requiere una capacidad de agua equivalente a 2 horas o más del consumo estimado para incendio determinado a base del número de hidrantes en uso simultáneo y el gasto de éstos. Se justificará su necesidad de acuerdo a las condiciones de funcionamiento del sistema.

#### 7.1.3.1 Volumen de regulación ( $V_r$ ):

El volumen de agua para regular

las variaciones horarias del consumo lo determinamos como sigue:

Tenemos que el promedio anual de la demanda  $Q_p$  es 68.83 lps., del cual adoptamos el 25% para el cálculo del volumen de regulación como sigue:

$$V_r = \frac{25 \times 68.83 \text{ l/seg} \times 86,400 \text{ seg}}{100 \times 1,000 \text{ l/m}^3}$$

$$V_r = 1,487 \text{ m}^3.$$

Resultando ser que el volumen de regulación es de 1,487 m<sup>3</sup>.

#### 7.1.3.2 Volumen Contra Incendio ( $V_{ci}$ ):

Para la determinación del volumen contra incendio consideramos una demanda en el caso que en forma simultánea operen dos hidrantes durante dos horas con un caudal de 15 lps. cada uno.

$$V_i = \frac{2 \text{ hidr.} \times 2 \text{ h} \times 15 \text{ l/seg} \times 3,600 \text{ seg/h}}{1,000 \text{ l/m}^3}$$

$$V_i = 216 \text{ m}^3.$$

Obtenemos que el volumen contra incendio en estas condiciones

hidráulicas es de 216 m<sup>3</sup>.

#### 7.1.3.3 Volumen de Reserva ( $V_{res}$ ):

En el presente cálculo para la determinación de la capacidad de almacenamiento consideramos un volumen adicional de reserva como previsión y provisión para cubrir interrupciones de emergencia como son las paralizaciones de la planta de tratamiento, averías en las líneas de conducción por bombeo, así como interrupciones del servicio de energía eléctrica; estimamos para un período de interrupción de 2 horas del promedio anual de la demanda para la determinación de esta capacidad.

$$V_{res} = \frac{2 \text{ hrs} \times 68.831 / \text{seg} \times 3,600 \text{ seg/hr}}{1,000 \text{ l/mt}^3}$$
$$V_{res} = 496 \text{ mt}^3.$$

Por lo tanto, para estas consideraciones el volumen de reserva resulta ser de 496 m<sup>3</sup>.

#### 7.1.3.4 Volumen Total de Almacenamiento:

La capacidad de almacenamiento será la sumatoria de los volúmenes de

regulación, contraíndolo y de reserva; es decir:

$$V_{alm} = V_r + V_{ci} + V_{res}$$

$$V_{alm} = 1,487 + 216 + 496 = 2,199 \text{ m}^3$$

Luego, redondeando el valor obtenido, el volumen de almacenamiento será de 2,200 m<sup>3</sup>. Este volumen cubrirá las variaciones de consumo durante 6 horas.

## 7.2 Ubicación del reservorio elevado.

El reservorio de almacenamiento estará ubicado en el Parque de la Urbanización Ciudad del Pescador Sector II, en la Zona Alta de Paita, a 104 m. de la frontera de la manzana L2 y a 60 m. de la frontera de la manzana T1 (medidas tomadas como referencia de proyección en planta desde el centro de la circunferencia del reservorio), en la cota de terreno 73.00 m.s.n.m y deberá tener como cota de fondo de la cuba 93.00 m.s.n.m. (ver plano N<sup>o</sup> VII.3).

## 7.3 Cálculo hidráulico.

### 7.3.1 Tubería de Impulsión

Según el cálculo obtenido en el ítem 7.1.2. el diámetro de la línea de impulsión desde la cisterna al tanque elevado es de  $\phi 14''$  tubería de Asbesto Cemento Clase A-15, con una longitud de 900 ml, la cual deberá de contar

con dispositivos de reducción de sobrepresiones por golpe de ariete.

#### 7.3.2 Altura de Reservorio.

Para determinar la altura del reservorio se utilizó el método de Hardy Cross con el fin de equilibrar las presiones de tal manera que en el punto más desfavorable se obtenga una presión mínima de 10 mt.

#### 7.3.3 Tubería de Aducción.

El diámetro de diseño corresponde al caudal máximo horario (123.89 lps.) que en este caso se considera  $\phi 14''$ , tubería de Asbesto Cemento Clase A-5, de una longitud de 90 ml. Esta línea se presenta en el plano de planta del sistema de redes de agua potable.

### 7.4 Estudio de Mecánica de Suelos

El estudio de Mecánica de suelos para la Cimentación del Reservorio (Tanque Elevado) de 2,200 mt<sup>3</sup>. y la Cisterna de 500 mt<sup>3</sup>., ha sido efectuado por el Laboratorio de Estructuras y Ensayo de Materiales de Construcción (LEEM) de la Universidad de Piura.

#### 7.4.1 Ubicación de las futuras estructuras.

El Reservorio Elevado y la



Cisterna se ubican en el llamado Tablazo, Zona Alta de Paita (ver lámina N<sup>o</sup> VII.1), el reservorio se ubicará entre las ciudades Roja y Blanca y la cisterna entre las vías que van a Piura y Sullana, cerca a grifo Madrid.

#### 7.4.2 Geología.

El perfil geológico del suelo base, pertenece a la formación Tablazo del cuaternario reciente HOLOCENO que sobreyace irregularmente sobre las rocas consolidadas del Terciario Superior (formación Chira-Talara). Se estima que en el sitio investigado a 13 mt. de profundidad se encuentren rocas sobreconsolidadas (formación arcillosa) con abundante yeso.

El espesor de estas formaciones alcanza hasta 45 mt. en el lado de los acantilados.

#### 7.4.3 Investigación del subsuelo.

Debido a la elevada compacidad que presenta el suelo se optó por efectuar calicatas (C-1, C-2, C-3 y C-4) ubicadas tal como se indica en las

láminas Nº VII.2 y VII.3, a profundidades de 7 mt., no siendo necesario el entibado de las excavaciones debido a la elevada estabilidad que presenta el suelo (ver fotog. Nº VII.1). En cada calicata se determinó el peso unitario "in situ" del suelo - Método del Cono de Arena ASTM D 2937 - a cada metro de profundidad.

No se encontró nivel freático hasta la profundidad investigada.

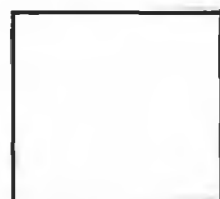
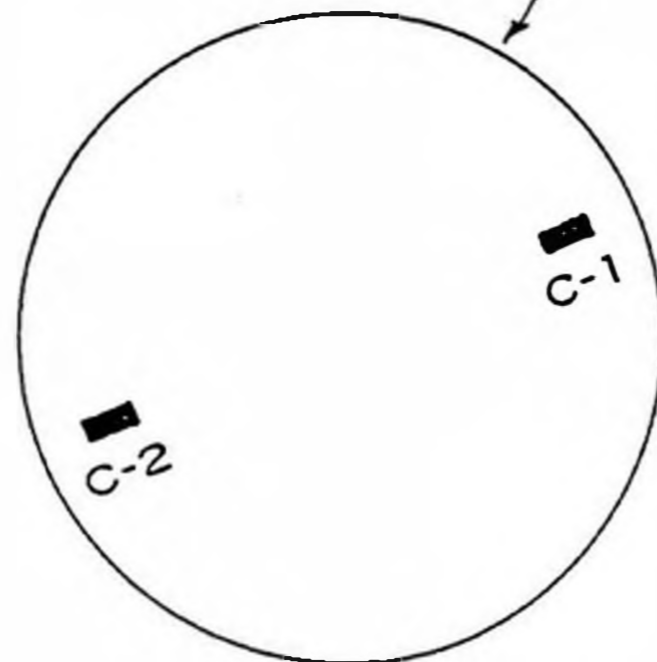
Las columnas estratigráficas obtenidas a partir de cada calicata se indican en las láminas Nº VII.4, Nº VII.5, Nº VII.6 y Nº VII.7.

#### 7.4.4 Ensayos de Laboratorio.

Las muestras alteradas fueron llevadas al LEEM para determinar sus propiedades físicas. Resultados de los ensayos granulométricos por tamizado de las calicatas C-1, C-2 y C-4 se muestran en los gráficos del Nº VII.3 al Nº VII.12. Los resultados de los límites de consistencia (Límite líquido, Límite plástico e Índice plástico) de las calicatas C-1 y C-4



PERIMETRO DEL  
TANQUE ELEVADO



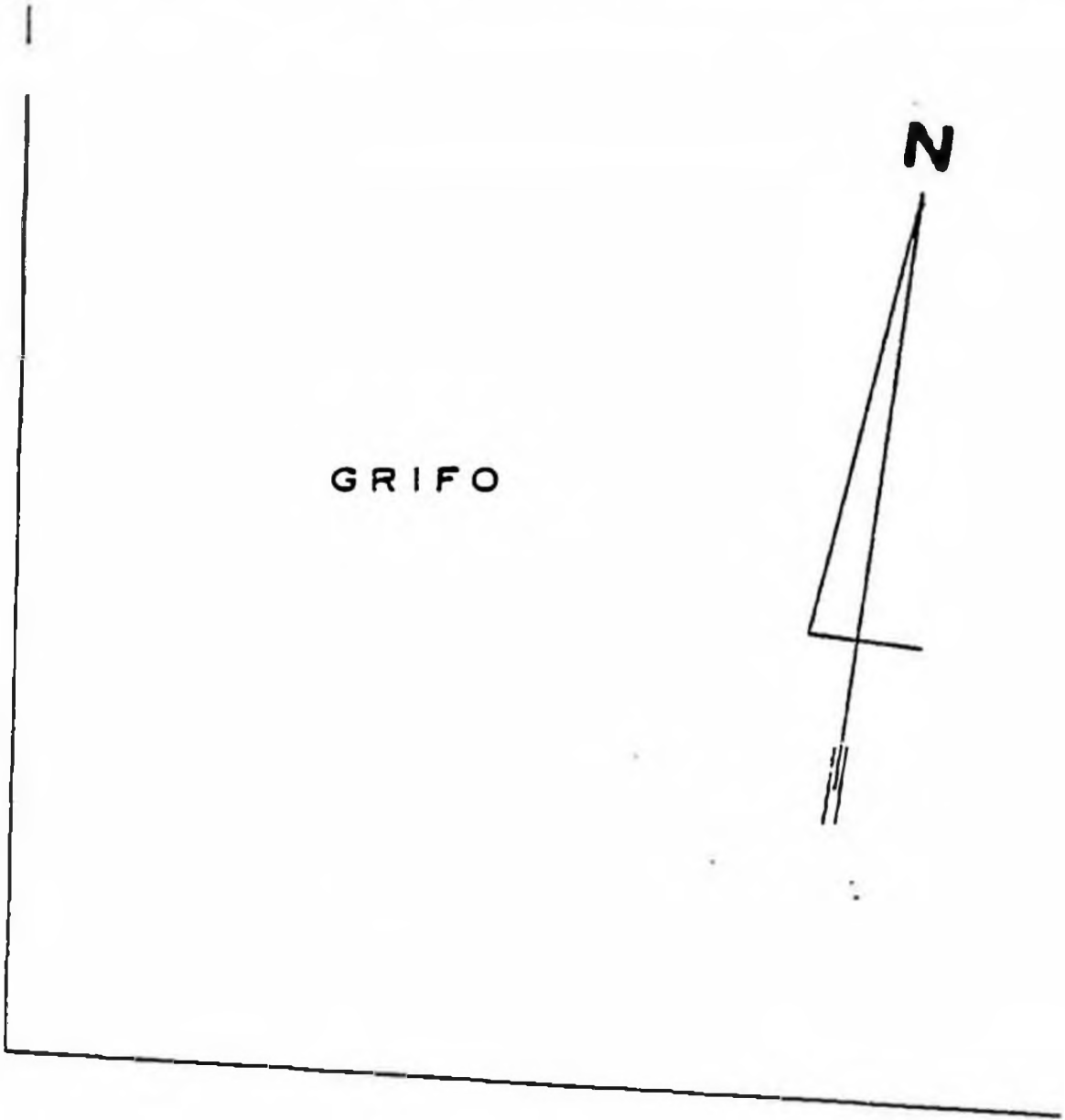
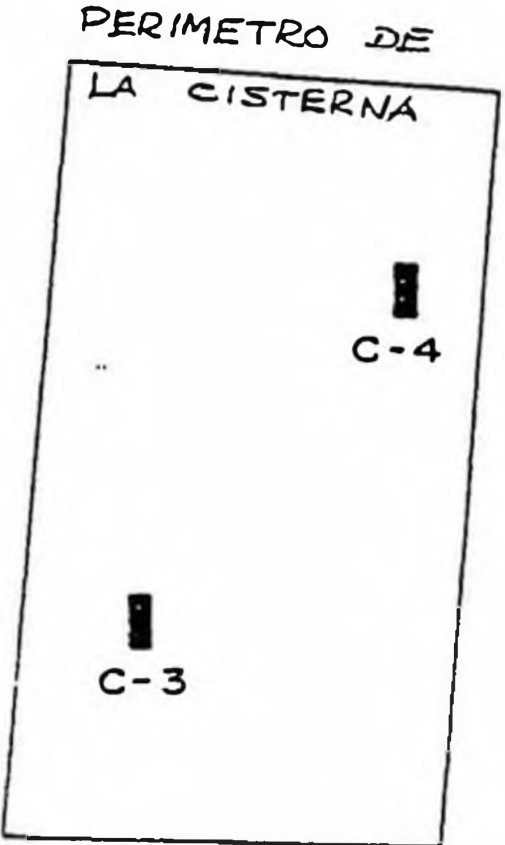
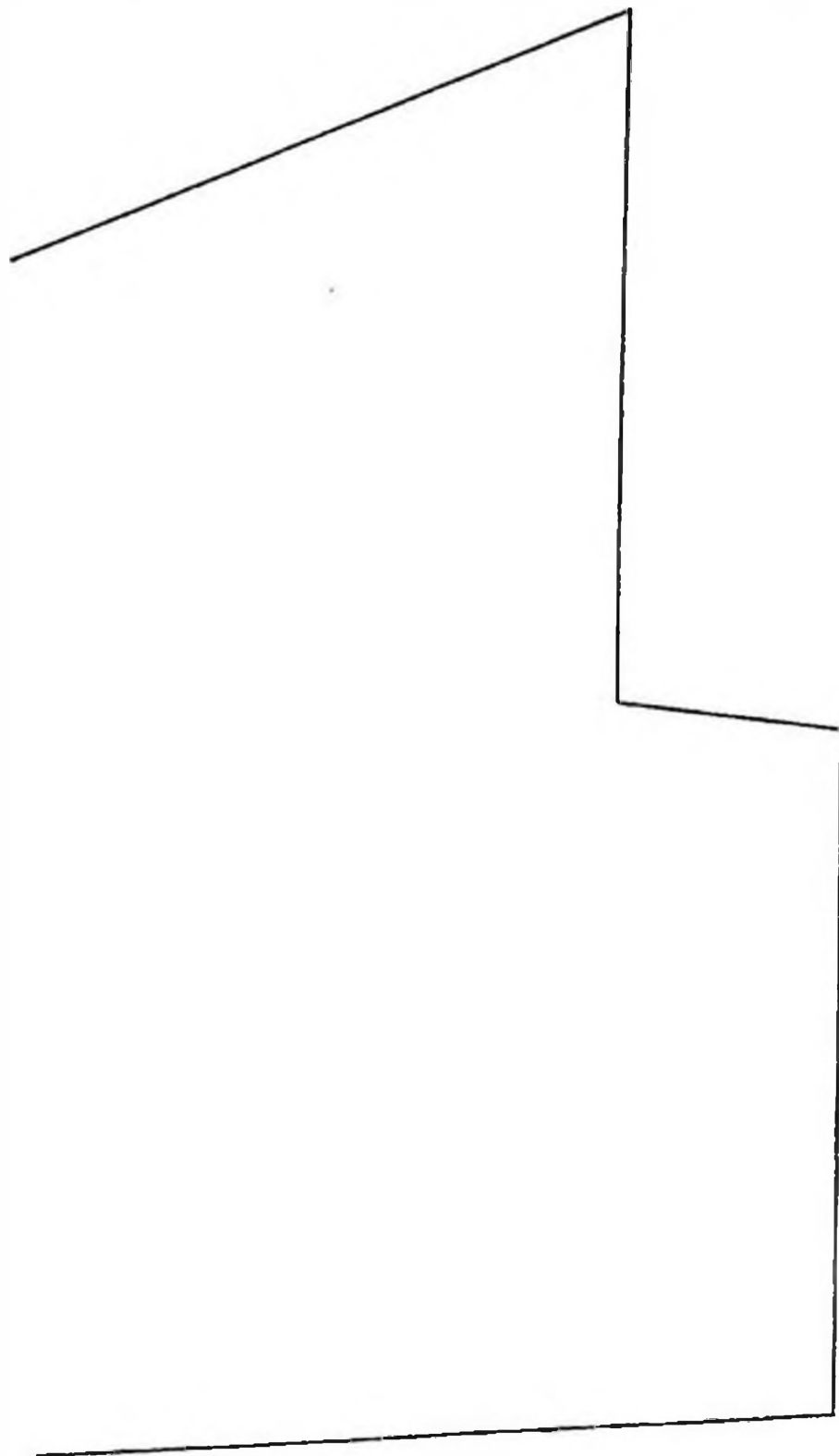
PLATAFORMA  
DEPORTIVA

ESCALA = 1/500

301

**LAMINA VII.2 ESQUEMA DE CALICATAS**





ESCALA = 1/500



302

CARRETERA PIURA  $\rightarrow$

**LAMINA VII.3 ESQUEMA DE CALICATAS**



Fotografía VII-1. Uso de perforador motorizado PIONJAR en la calicata C-2

XPLORACION DEL SUBSUELO

AMINA NO VII.4

UNIVERSIDAD DE PIURA

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALES  
AREA DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: RESERVORIO Y CISTERNA

LICACION: ZONA ALTA - PAITA

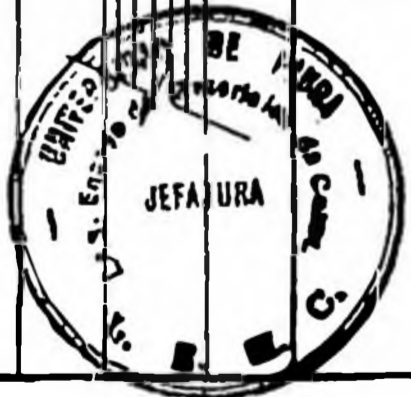
PERFORACION: C-1

FECHA: 10-05-94

PROFUNDIDAD TOTAL: 7.0 m COTA DEL TERRENO: ----

NIVEL FREATICO: Prof. --- Cota --

HUMEDAD (%)	LIMITE LIQUIDO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	CLASIFICACION S. U. C. S.	DESCRIPCION DEL SUELO
5.58				SP	De 0.00 a 0.10m: Relleno constituido por desechos y materia orgánica.
				SM	De 0.10 a 0.30m: Arena fina mal graduada de color marrón claro (SP).
6.82				SM	De 0.30 a 2.70m: Arena limosa, con finos no plásticos de color plomo blanquisco. Presenta material calcareo (SM).
				GM	De 2.70 a 3.10m: Coquina compacta constituida por conchuela y grava, presentes en una matriz de arena gruesa, color plomo blanquisco.
1.40				SM	De 3.10 a 3.60m: Arena limosa, con finos no plasticos de color plomo blanquisco. Presenta material calcareo (SM).
10.22				GM	De 3.60 a 3.90m: Grava areno limosa, con finos no plásticos de color plomo blanquisco. Presenta grava de tamaño máximo de 1 1/2" y material calcareo (GM).
10.93				ML	De 3.90 a 5.70m: Limo arenoso, con finos de baja plasticidad de color plomo verdoso. Presenta material calcareo (ML).
	34.85	8.93		ML	De 5.70 a 5.90m: Limo arenoso, con finos de baja plasticidad de color marrón claro. Presenta material calcareo (ML).
13.47	34.72	9.73		ML	De 5.90 a 7.00m: Limo arenoso, con finos de baja plasticidad de color plomo verdoso. Presenta material calcareo (ML).
11.90					No se encontró el Nivel Freático.



Perfil estratigráfico calicata C-1

LEYENDA

ARENA		LIMO		MAT. ORG.	
ARCILLA		GRAVA		RELLENO	

EXPLORACION DEL SUBSUELO

LAMINA NO VII.5

UNIVERSIDAD DE PIURA

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALES  
AREA DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO RESERVOIRIO Y CISTERNA

UBICACION ZONA ALTA - PAITA

PERFORACION: C - 2

FECHA: 10-05-94

PROFUNDIDAD TOTAL 7.0 m

COTA DEL TERRENO \_\_\_\_\_

NIVEL FREATICO: Prof. \_\_\_\_\_

Cota \_\_\_\_\_

(m)	HUMEDAD (%)	LIMITE LIQUIDO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	CLASIFICACION S. U. C. S.	DESCRIPCION DEL SUELO
0.00	3.62					De 0.0 a 0.30 relleno constituido por arena, grava y desechos.
0.30					SM	De 0.30 a 2.80 arena limosa con finos no plásticos, color plomo blanquisco y presenta material calcáreo (SM).
0.00	2.40					De 2.80 a 3.20 coquina compacta constituido por conchuela y grava, presentes en una matriz de arena gruesa, color plomo blanquisco.
0.00	1.72					De 3.20 a 3.70 arena gruesa limosa, con finos no plásticos, color plomo blanquisco, presenta material calcáreo (SP/SM)
0.00	13.67					De 3.70 a 3.85 Grava arena limosa, con finos no plásticos color plomo blanquisco, presenta grava de 1m. 2" y material calcáreo (GM).
5.00	9.27					De 3.85 a 5.50 limo arenoso, con finos de baja plasticidad, color plomo verdoso, presenta material calcáreo (ML).
6.00	9.17					De 5.50 a 6.50 limo arenoso, con finos de baja plasticidad, color marrón claro; presenta material calcáreo (ML).
7.00	10.42				De 6.50 a 7.0 limo arenoso, con finos de baja plasticidad, color plomo verdoso, presenta material calcáreo (ML).	
						No se encontró nivel freático.



Perfil estratigráfico calicata C-2

LEYENDA

ARENA		LIMO		MAT. ORG.	
ARCILLA		GRAVA		RELLENO	

EXPLORACION DEL SUBSUELO

LAMINA NO VII.6

UNIVERSIDAD DE PIURA

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALES  
AREA DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO RESERVORIO Y CISTERNA

UBICACION ZONA ALTA - PAITA

PERFORACION: C - 3 FECHA: 10-05-94

PROFUNDIDAD TOTAL 7.0 m COTA DEL TERRENO \_\_\_\_\_ NIVEL FREATICO: Prof. \_\_\_\_\_ Cota \_\_\_\_\_

PROFUNDIDAD (m)	HUMEDAD (%)	LIMITE LIQUIDO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	CLASIFICACION S. U. C. S.	DESCRIPCION DEL SUELO
0.00						
1.00	2.66					De 0.0 a 0.70m relleno constituido por desechos y materia orgánica.
2.00	3.31				SM	De 0.75 a 1.25 coquina compacta constituida por conchuela y grava, presentes en una matriz de arena gruesa, color plomo blanquisco.
3.00	4.28					De 1.25 a 2.10 arena limosa, con finos no plásticos de color plomo blanquisco, presenta grava de Im. 5" y material calcáreo (SM).
4.00	6.77					De 2.10 a 7.0 arena limosa, con finos de baja plasticidad, color plomo verdoso, presenta yeso y material calcáreo (SM).
5.00	8.40				SM	No se encontró nivel freático.
6.00	8.24					
7.00	6.7					

Perfil estratigráfico calicata C-3



LEYENDA

ARENA

ARCILLA

LIMO

GRAVA

MAT. ORG.

RELLENO



PERFORACION DEL SUBSUELO

LAMINA NO VII.7

UNIVERSIDAD DE PIURA

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y ENSAYO DE MATERIALES  
AREA DE MECANICA DE SUELOS

OBJETO: RESERVORIO Y CIBERNA

UBICACION: ZONA ALTA - PAITA

PERFORACION: C - 4 FECHA: 10-05-94

PROFUNDIDAD TOTAL: 7.0 m COTA DEL TERRENO: \_\_\_\_\_ NIVEL FREATICO: Prof. \_\_\_\_\_ Cota \_\_\_\_\_

Profundidad (m)	LIMITE LIQUIDO (%)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	CLASIFICACION S. U. C. S.	DESCRIPCION DEL SUELO
0.43					De 0.0 a 0.50m relleno constituido por arena de sechos y materia orgánica.
0.876				SM	De 0.50 a 0.90m coquina compacta constituido por conchuela y grava, presentes en una matriz de arena gruesa, color plomo blanquisco.
1.731					De 0.90 a 1.90 arena limosa, con finos no plásticos, color plomo blanquisco; presenta grava de TM 10" y material calcáreo (SM).
2.622					De 1.90 a 7.0 Arena limosa, con finos de baja plasticidad, color plomo verdoso, presenta yeso y material calcáreo (SM).
3.513					No se encontró el nivel frático.
4.404	30.50	4.94		SM	<u>Perfil estratigráfico calicata C-4</u>
5.295					
6.186					
7.077					



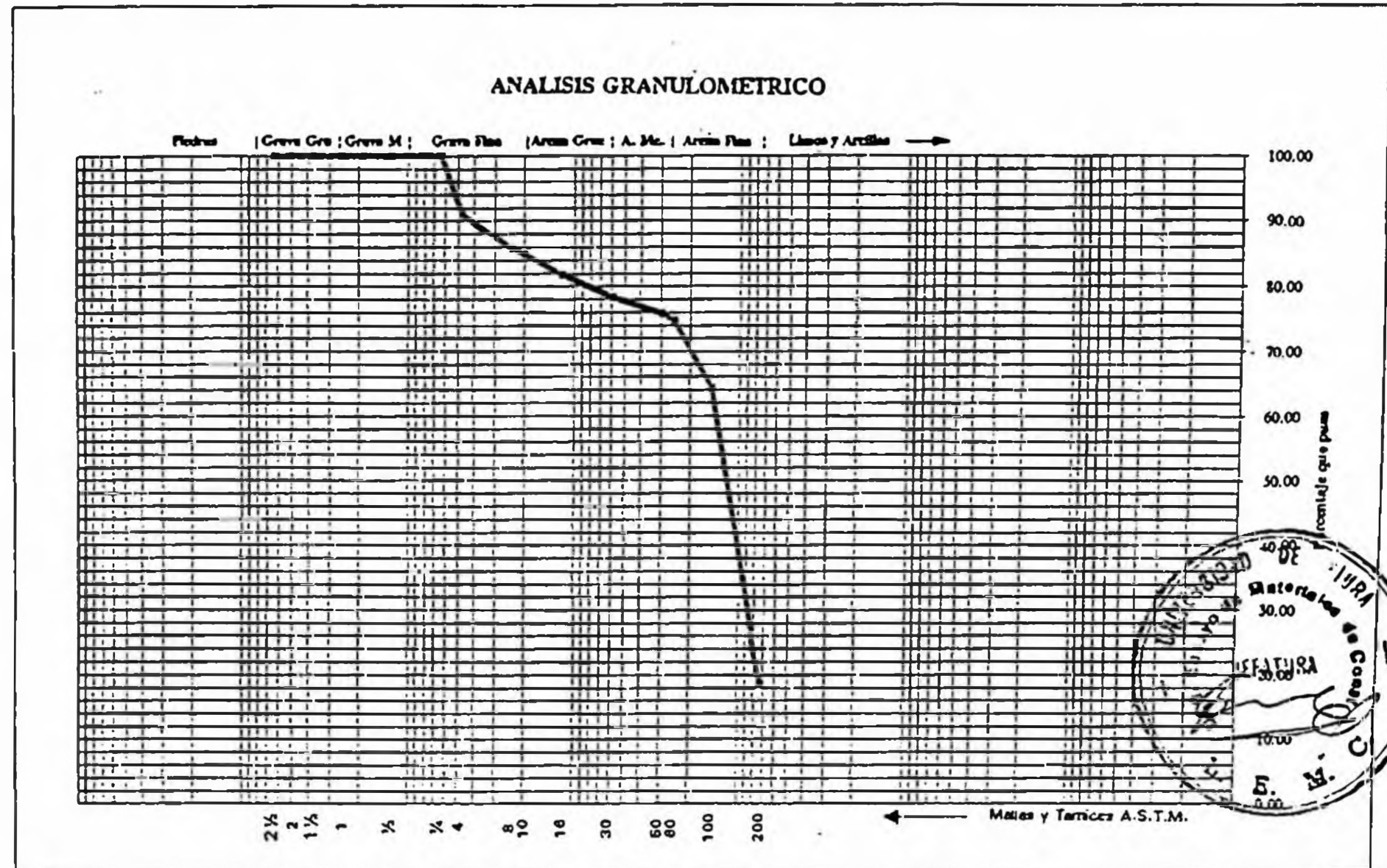
LEYENDA

ARENA		LIMO		MAT. ORG.	
ARCILLA		GRAVA		RELLENO	

**DECRETO NO III 3**  
**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE <u>SEDAPIURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO <u>4493 - LEEM</u>
OBRA <u>Cimentación de tanque elevado y sistema</u>	UBICACION <u>Paiza</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	44.75	8.95	8.95	91.05
2.38	8	26.40	5.28	14.23	85.77
2	10	3.95	0.79	15.02	84.98
1.19	16	16.46	3.29	18.31	81.69
0.59	30	17.30	3.46	21.77	78.23
0.297	50	12.50	2.50	24.27	75.73
0.25	60	5.30	1.06	25.33	74.67
0.149	100	52.30	10.46	35.79	64.21
0.074	200	227.75	45.55	81.34	18.66
	Fondo	91.69			
	Total	498.40			
	Peso Inic.	500.00			
	Pérdida	1.60			



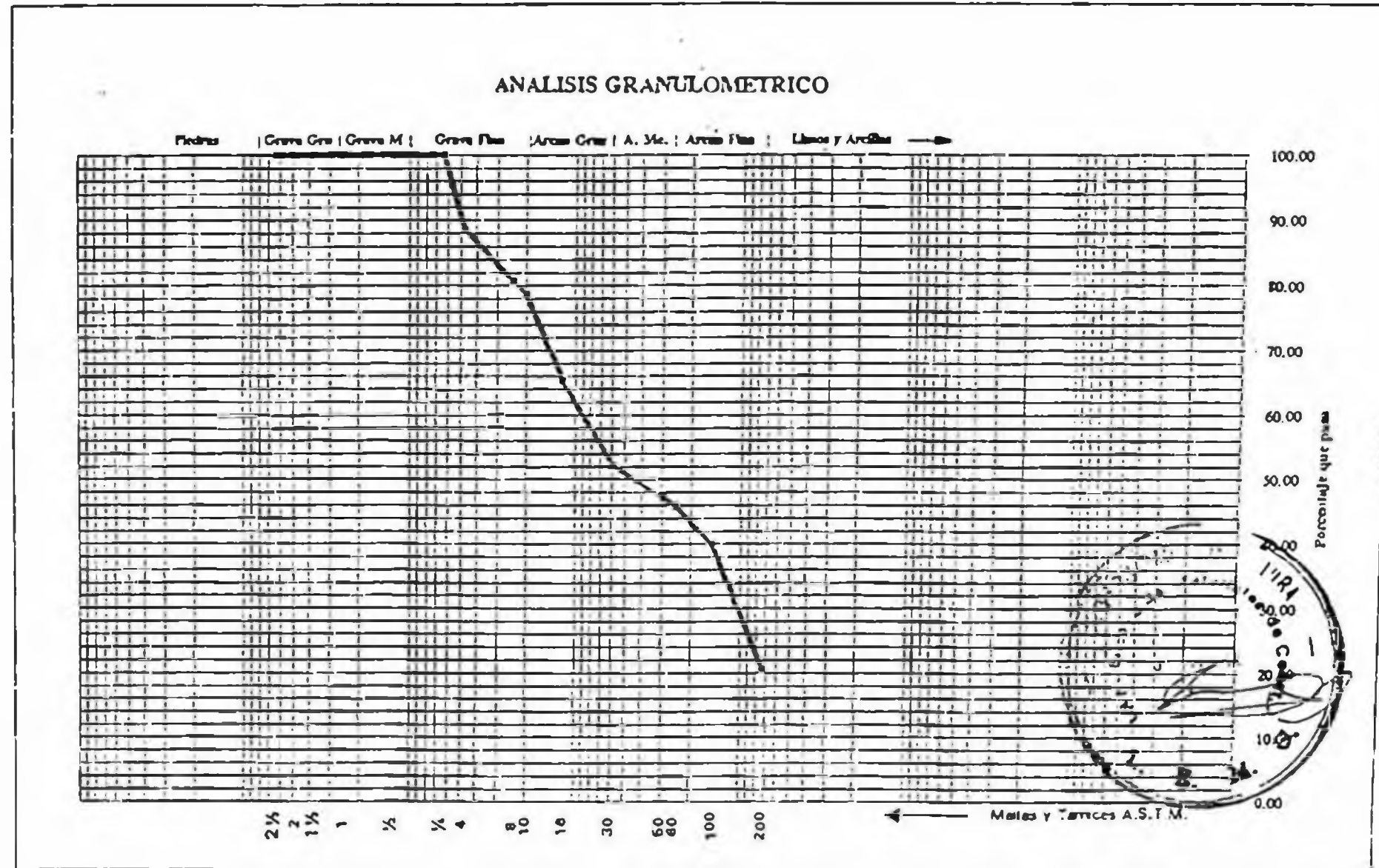
CERTIFICADO N°:	<u>940663</u>
FECHA:	<u>27.04/93</u>
OPERADOR:	<u>Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz</u>

DESCRIPCION DE MUESTRA	<u>Arena lúmbica color plomo blanquizco, con el 18.6% de finos no plásticos, procedente de caliza N° 1</u>
	<u>prof. 0.30 - 2.00mm: presenta material calcáreo.</u>
Clasificación SUCS:	<u>SM</u>

**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE	<u>SEDAPIURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO	<u>4493 - LEEM</u>
OBRA	<u>Cimentación de tanque elevado y cisterna</u>	UBICACION	<u>Paíta</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	57.32	11.46	11.46	88.54
2.38	8	39.40	7.88	19.34	80.66
2	10	10.61	2.12	21.47	78.53
1.19	16	65.90	13.18	34.65	65.35
0.59	30	66.11	13.22	47.87	52.13
0.297	50	24.50	4.90	52.77	47.23
0.25	60	6.80	1.36	54.13	45.87
0.149	100	29.00	5.80	59.93	40.07
0.074	200	97.70	19.54	79.47	20.53
	Fondo	101.07			
	Total	498.41			
	Peso Inc.	500.00			
	Pérdida	1.59			



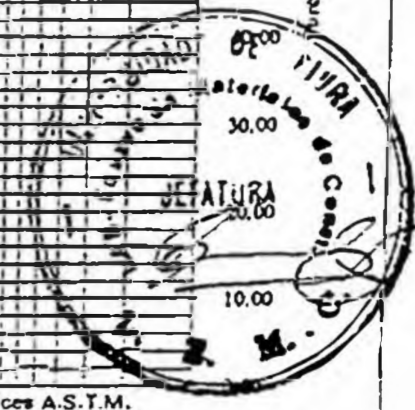
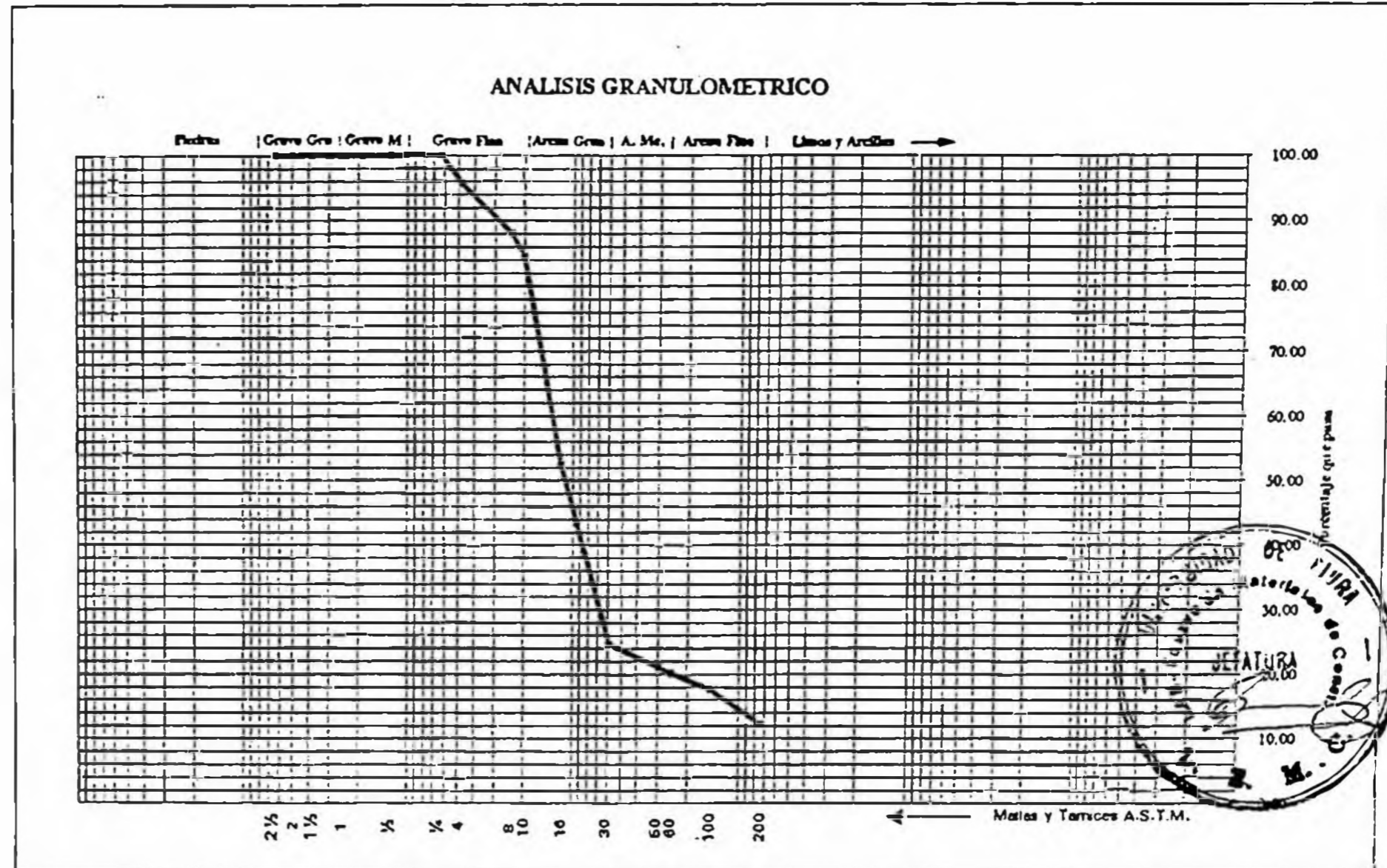
CERTIFICADO N°:	<u>9-0662</u>
FECHA:	<u>27/03/94</u>
OPERADOR:	<u>Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz</u>

DESCRIPCION DE MUESTRA	<u>Arena limosa color plomo blanquizco, con el 20.5% de finos no plásticos, procedente de calicata N° 1</u>
	<u>prof. 2.20 - 2.70m; presenta material calcáreo.</u>
Clasificación SUCS:	<u>SM</u>

**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE	<u>SEDAPIURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO	<u>4493 - LEEM</u>
OBRA	<u>Cimentación de tanque elevado y sistema</u>	UBICACION	<u>Paita</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	21.61	4.32	4.32	95.68
2.38	8	38.35	7.67	11.99	88.01
2	10	17.81	3.56	15.55	84.45
1.19	16	159.71	31.94	47.50	52.50
0.59	30	139.20	27.84	75.34	24.66
0.297	50	18.04	3.61	78.94	21.06
0.25	60	4.54	0.91	79.85	20.15
0.149	100	12.90	2.58	82.43	17.57
0.074	200	27.00	5.40	87.83	12.17
	Fondo	59.40			
	Total	498.56			
	Peso Inc.	500.00			
	Pérdida	1.44			



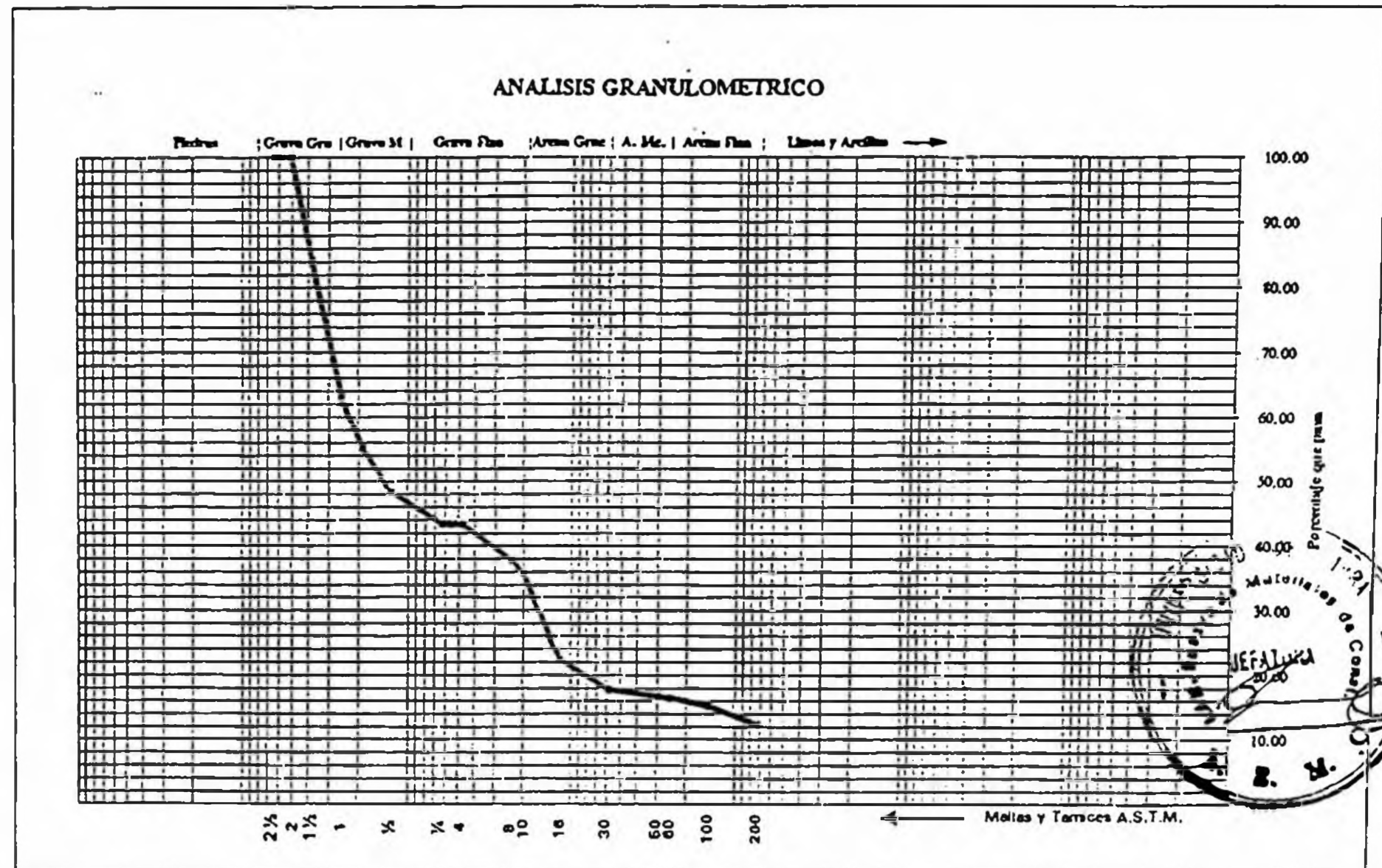
CERTIFICADO N°: 920661  
 FECHA: 27/04/94  
 OPERADOR: Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

DESCRIPCION DE MUESTRA:  arena limosa con 12.1 % de finos no plásticos, color plomo blanquizco, procedente de calicata N° 1  
 prof. 3.10 - 3.60ml.  
 Clasificación SUCS: SM

**CBOÉICO NO KTI é**  
**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE	<u>SEDAPIURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO	<u>4493 - LEEM</u>
OBRA	<u>Cimentación de tanque elevado y sistema</u>	UBICACION	<u>Paiza</u>

Apertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	456.00	15.72	15.72	84.28
25.4	1"	613.00	21.14	36.86	63.14
19.1	3/4"	230.00	7.93	44.79	55.21
12.7	1/2"	200.00	6.90	51.69	48.31
6.35	1/4"	145.00	5.00	56.69	43.31
4.76	4	1.00	0.03	56.72	43.28
2.38	8	160.30	5.53	62.25	37.75
2	10	57.60	1.99	64.24	35.76
1.19	16	387.70	13.37	77.61	22.39
0.59	30	137.75	4.75	82.36	17.64
0.297	50	29.10	1.00	83.36	16.64
0.25	60	6.45	0.22	83.58	16.42
0.149	100	34.45	1.19	84.77	15.23
0.074	200	84.35	2.91	87.68	12.32
	Fondo	261.26			
	Total	2803.96			
	Peso Inic.	2900.00			
	Pérdida	96.04			



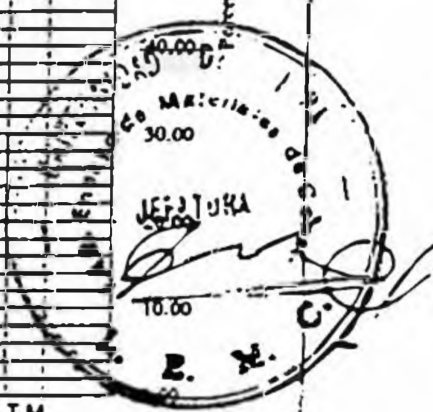
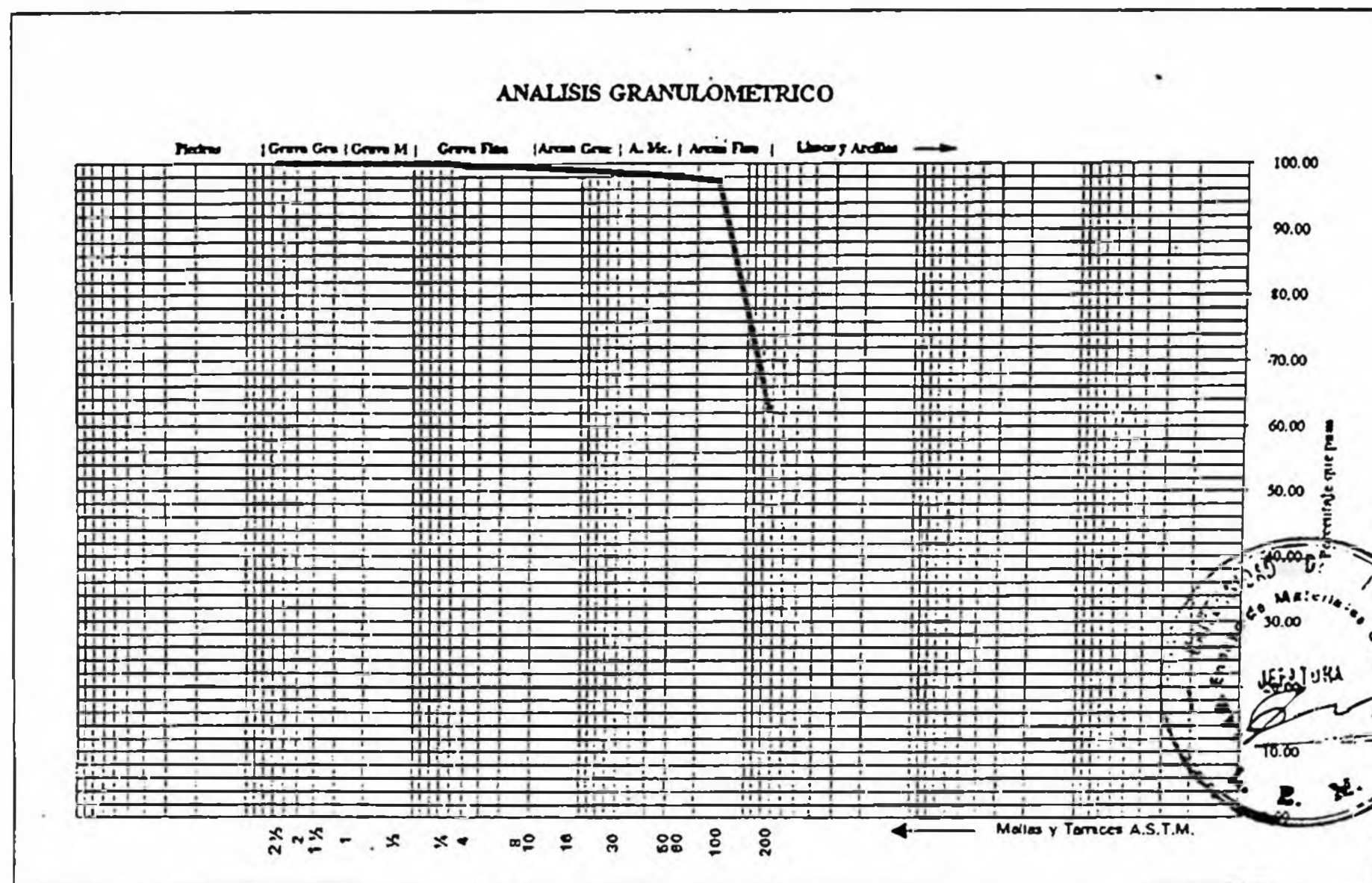
CERTIFICADO N°:	<u>940660</u>
FECHA:	<u>27/04/94</u>
OPERADOR:	<u>Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz</u>

DESCRIPCION DE MUESTRA	<u>Grava limosa, mezcla mal graduada de grava arena y limo con 12.3% de finos de plásticos, grava lavada máx. 38.1 mm color plomo blanquizco, procedente de calicata C-1, prof. 3.60 - 3.90m, presenta material calcáreo.</u>
Clasificación SUCS:	<u>GM</u>

**GRUPO NO XII 3**  
**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE	<u>SEDAPIURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO	<u>4493 - LEEM</u>
OBRA	<u>Cimentación de tanque elevado y cisterna</u>	UBICACION	<u>Paiza</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	1.70	0.34	0.34	99.66
2.38	8	1.00	0.20	0.54	99.46
2	10	0.50	0.10	0.64	99.36
1.19	16	1.78	0.36	1.00	99.00
0.59	30	2.29	0.46	1.45	98.55
0.297	50	2.55	0.51	1.96	98.04
0.25	60	0.60	0.12	2.08	97.92
0.149	100	3.39	0.68	2.76	97.24
0.074	200	173.15	34.63	37.39	62.61
	Fondo	311.90			
	Total	498.86			
	Peso Inic.	500.00			
	Pérdida	1.14			



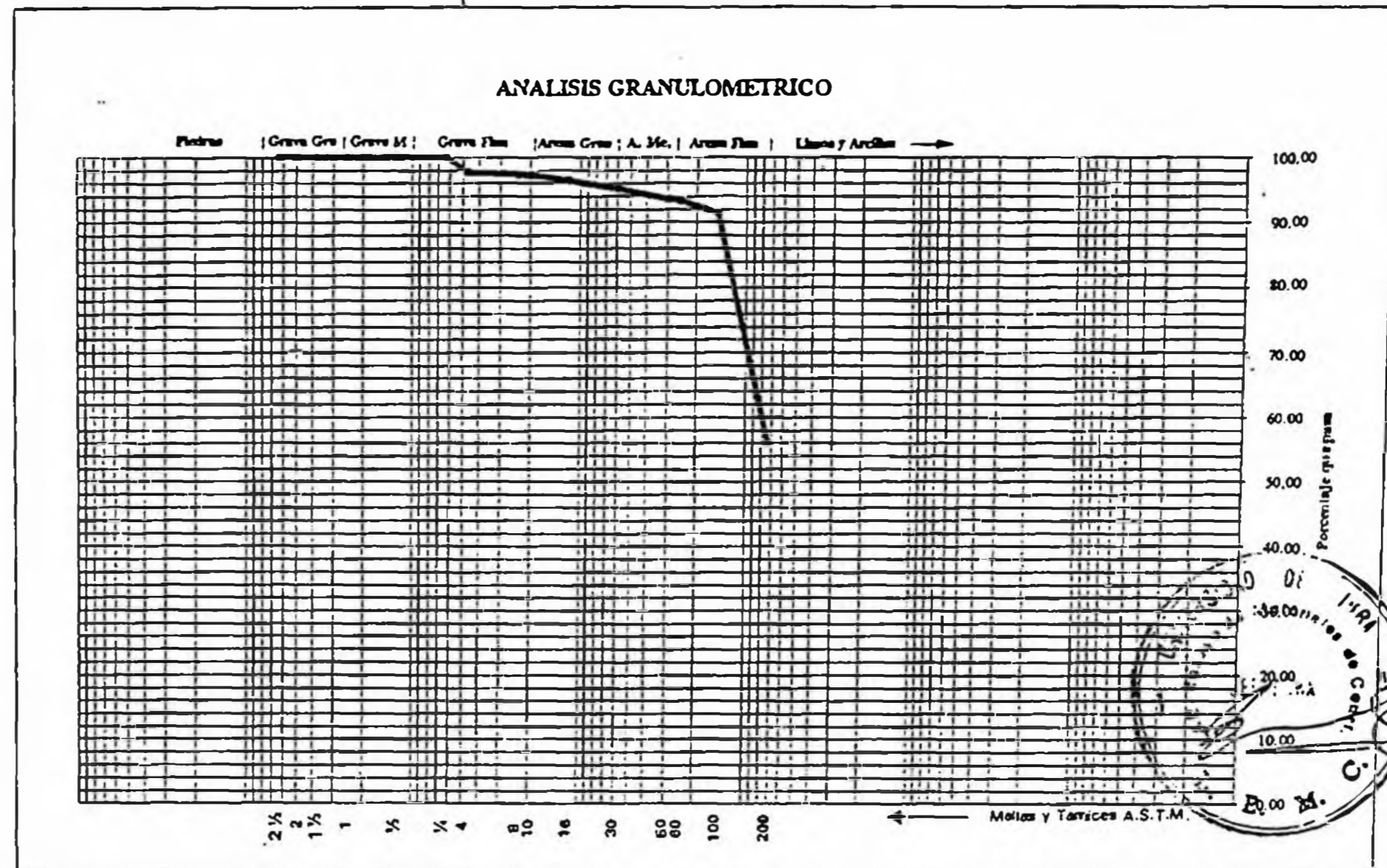
CERTIFICADO N°:	<u>940659</u>
FECHA:	<u>27/04/94</u>
OPERADOR:	<u>Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Rutz</u>

DESCRIPCION DE MUESTRA	<u>Limo arcilloso con 62.6% de finos de baja plasticidad. color marrón claro. procedente de calicata C-1, prof. 5.70 - 5.90 m., presenta material calcáreo</u>
Clasificación SUCS:	<u>ML</u>

**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE <u>SEDAPTURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO <u>4493 - LEEM</u>
OBRA <u>Cimentación de tanque elevado y cisterna</u>	UBICACION <u>Paita</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	11.20	2.24	2.24	97.76
2.38	8	2.30	0.46	2.70	97.30
2	10	0.57	0.11	2.81	97.19
1.19	16	4.10	0.82	3.63	96.37
0.59	30	6.60	1.32	4.95	95.05
0.297	50	7.41	1.48	6.44	93.56
0.25	60	1.38	0.28	6.71	93.29
0.149	100	9.60	1.92	8.63	91.37
0.074	200	176.71	35.34	43.97	56.03
	Fondo	278.90			
	Total	498.77			
	Peso Inic.	500.00			
	Pérdida	1.23			



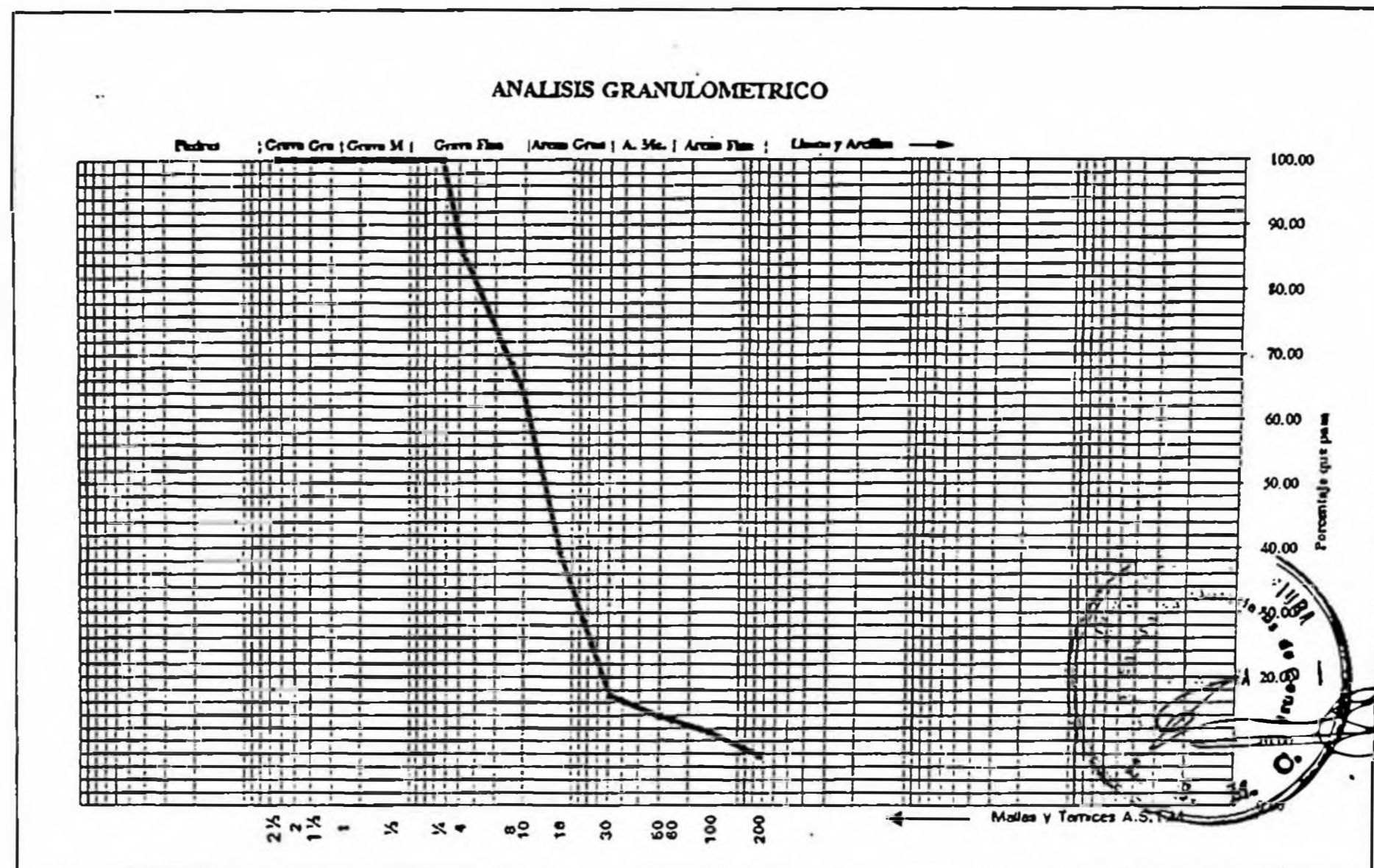
DESCRIPCION DE MUESTRA	Limo arenoso con 56% de finos de baja plasticidad, color plomo verdoso, presencia material calcáreo, procedente de calicla C-1, prof. 5.90 - 7.0 m
Clasificación SUCS :	ML

CERTIFICADO N°:	9-0658
FECHA :	27/04/94
OPERADOR :	Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

**GRABADO Nº VII.2**  
**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

<b>SOLICITANTE</b> <u>SEDAPTURA</u>	<b>CLAVE DE LABORATORIO</b> <u>4493 - LEEM</u>
<b>OBRA</b> <u>Cimentación de tanque elevado y cisterna</u>	<b>UBICACION</b> <u>Paiza</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	71.16	14.23	14.23	85.77
2.38	8	87.12	17.42	31.66	68.34
2	10	21.80	4.36	36.02	63.98
1.19	16	121.85	24.37	60.39	39.61
0.59	30	113.35	22.67	83.06	16.94
0.297	50	16.05	3.21	86.27	13.73
0.25	60	2.82	0.56	86.83	13.17
0.149	100	9.80	1.96	88.79	11.21
0.074	200	17.50	3.50	92.29	7.71
	Fondo	37.78			
	Total	499.23			
	Peso Inic.	500.00			
	Pérdida	0.77			



**CERTIFICADO N°:** 940657  
**FECHA:** 27/04/94  
**OPERADOR:** Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

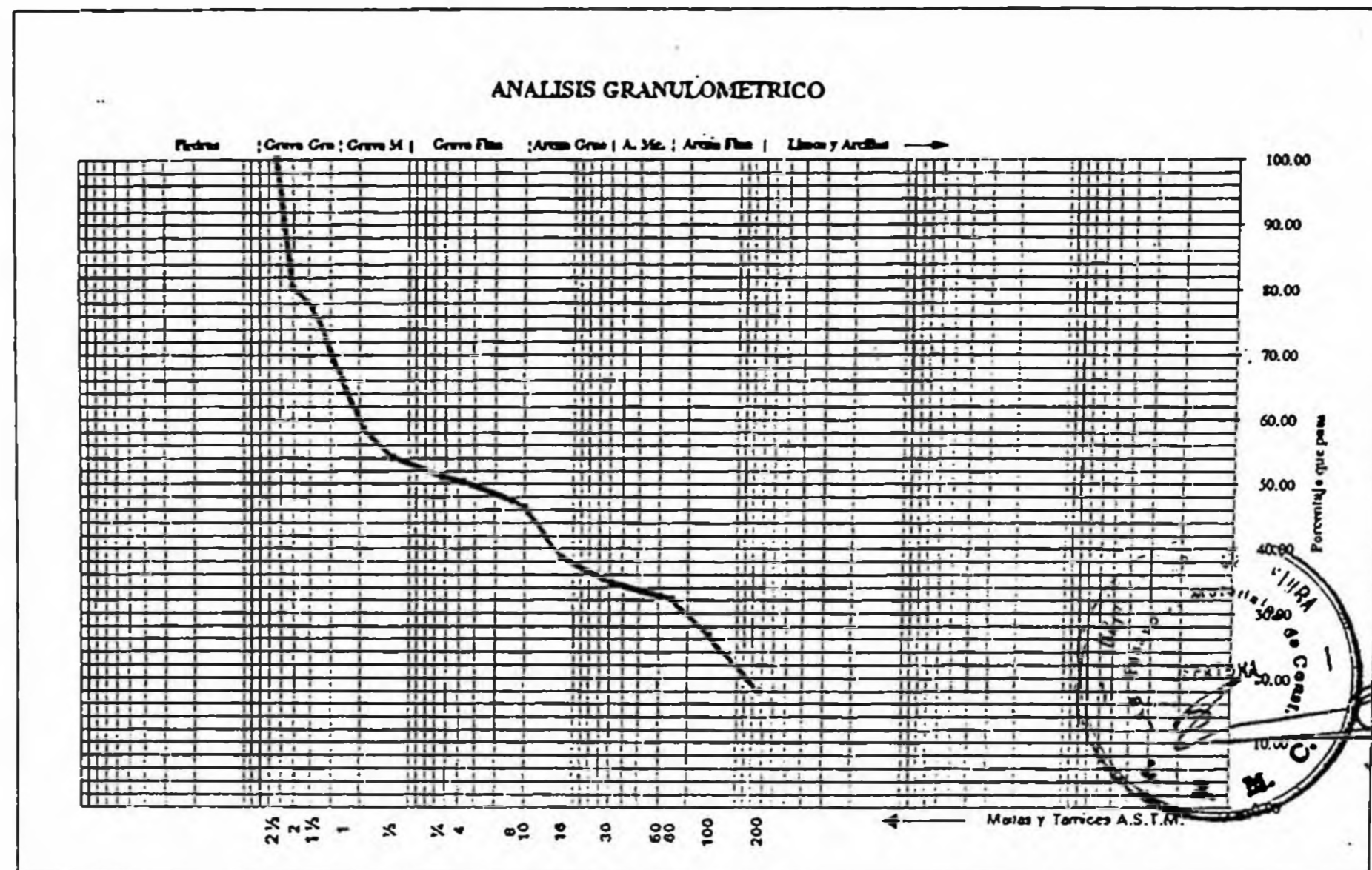
**DESCRIPCION DE MUESTRA** Arena gruesa de color plomo blanqueado con el 7.7% de finos no plásticos. Proveniente de calicata N° 2 a profundidad de 3.20 - 3.70 mt. Presencia material calcáreo.  
**Clasificación SUCS:** SP/SM



Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE <u>SEDAPTURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO <u>4493 - LEEM</u>
OBRA <u>Cimentación de tanque elevado y sistema</u>	UBICACION <u>Paita</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	787.00	19.68	19.68	80.33
38.1	1 1/2"	115.00	2.88	22.55	77.45
25.4	1"	457.00	11.43	33.98	66.03
19.1	3/4"	300.00	7.50	41.48	58.53
12.7	1/2"	175.00	4.38	45.85	54.15
6.35	1/4"	120.00	3.00	48.85	51.15
4.76	4	35.24	0.88	49.73	50.27
2.38	8	113.13	2.83	52.56	47.44
2	10	44.50	1.11	53.67	46.33
1.19	16	310.60	7.77	61.44	38.56
0.59	30	155.80	3.90	65.33	34.67
0.297	50	80.21	2.01	67.34	32.66
0.25	60	20.90	0.52	67.86	32.14
0.149	100	222.30	5.56	73.42	26.58
0.074	200	343.50	8.59	82.00	18.00
	Fondo	712.46			
	Total	3992.64			
	Peso Inic.	4000.00			
	Pérdida	7.36			



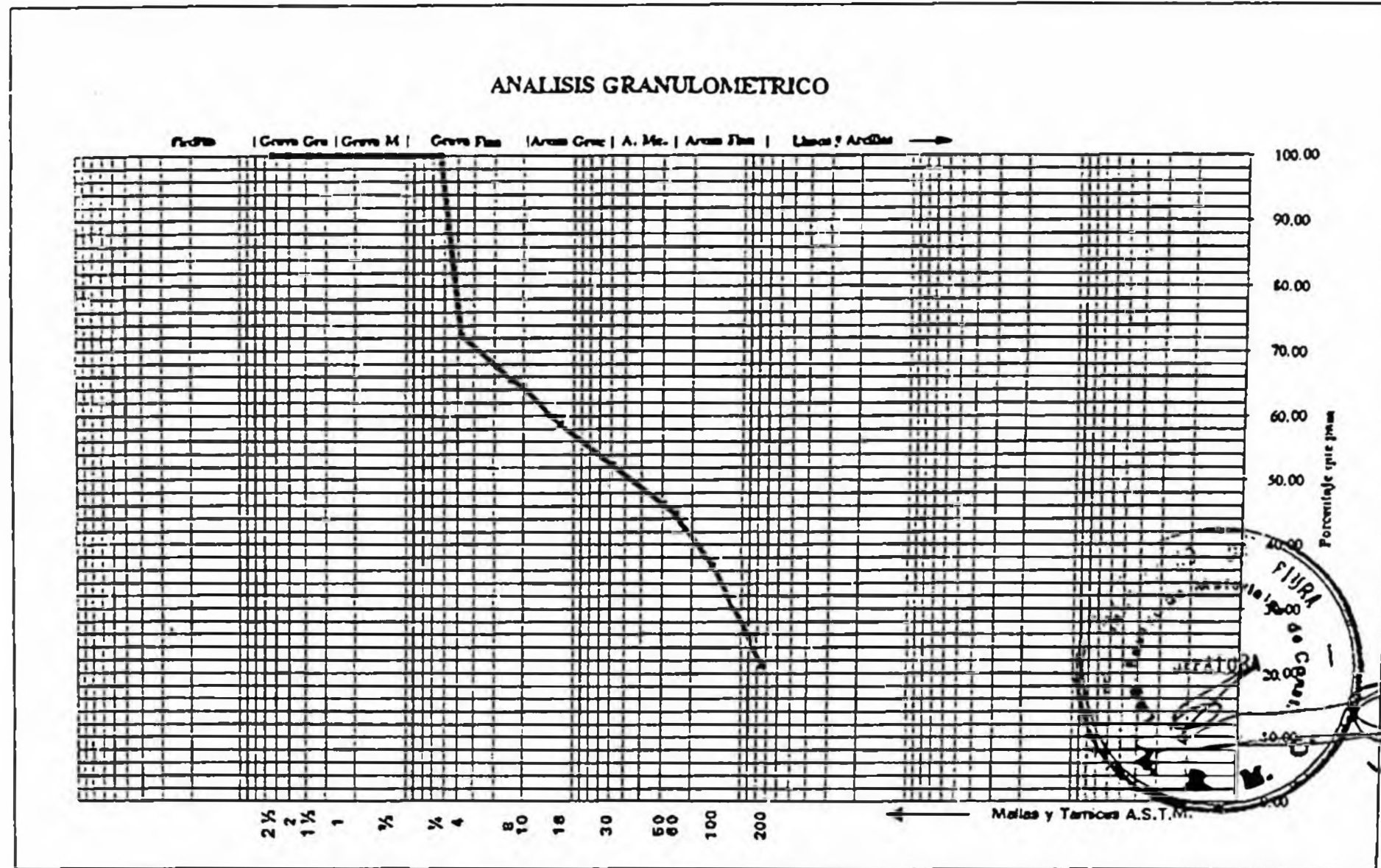
CERTIFICADO N°: 940656  
 FECHA: 27/04/94  
 OPERADOR: Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

DESCRIPCION DE MUESTRA Grava limosa con 18% de fines no plásticos, grava de tamaño máximo 50.8mm, color plomo blanqueado  
procedente de la calicata C-2, prof. 3.70 - 3.85m  
 Clasificación SUCS: GM

**Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE	SEDAPIURA	CLAVE DE LABORATORIO	4493 - LEEM
OBRA	Cimentación de tanque elevado y cisterna	UBICACION	Paiza

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
75.0	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	137.70	27.54	27.54	72.46
2.38	8	34.60	6.92	34.46	65.54
2	10	5.75	1.15	35.61	64.39
1.19	16	29.42	5.88	41.49	58.51
0.59	30	30.80	6.16	47.65	52.35
0.297	50	30.32	6.06	53.72	46.28
0.25	60	8.02	1.60	55.32	44.68
0.149	100	40.10	8.02	63.34	36.66
0.074	200	77.66	15.53	78.87	21.13
	Fondo	104.31			
	Total	498.68			
	Peso Inc.	500.00			
	Pérdida	1.32			



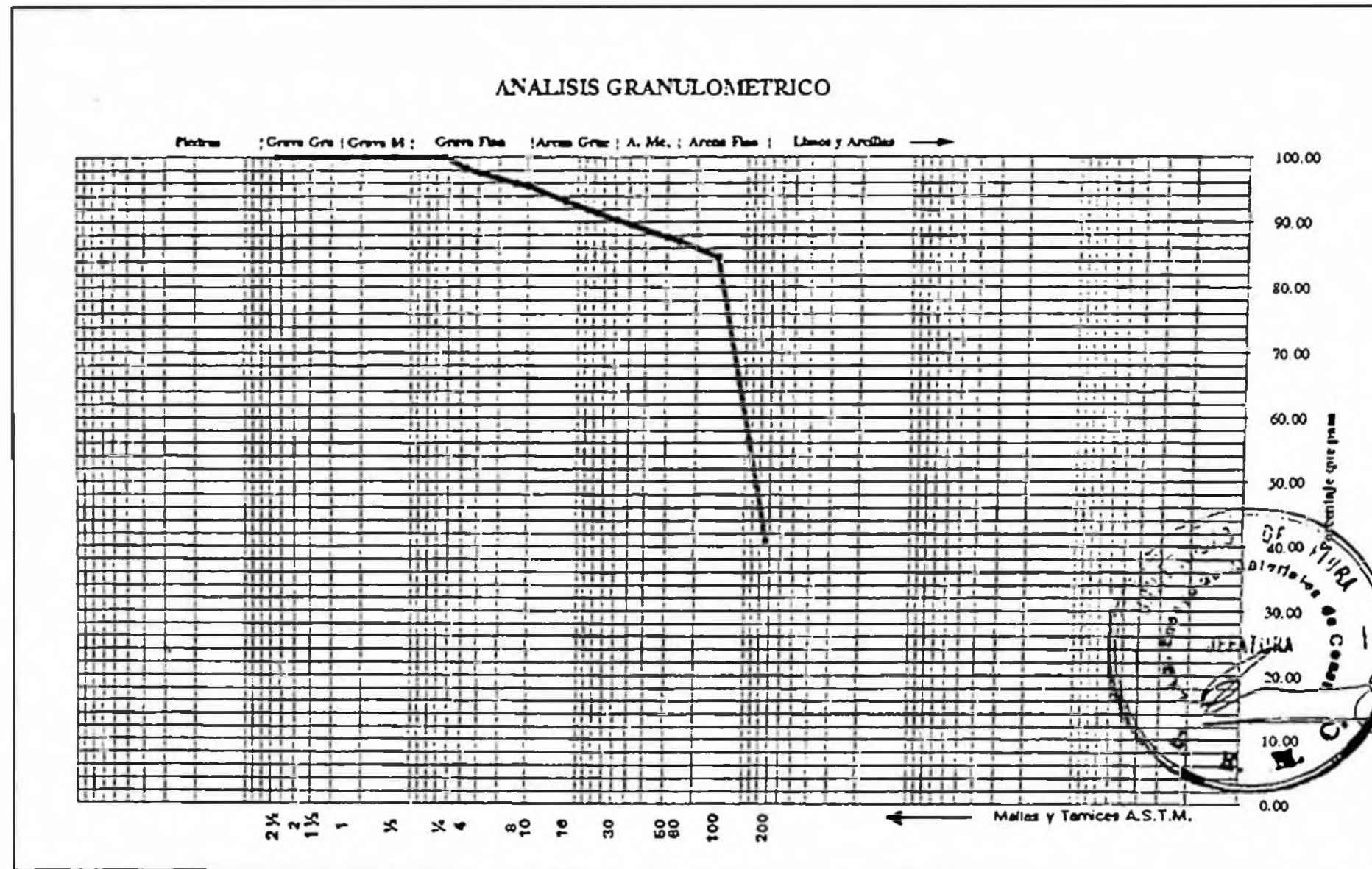
CERTIFICADO N°:	940655
FECHA:	27/04/94
OPERADOR:	Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

DESCRIPCION DE MUESTRA	Arena limosa de color plomo blanqueado con 21.13% de finos no plásticos procedente de calicata N° 4
	profundidad 0.90 - 1.90 m. se nota presencia de grava de 10" Tam de φ, presenta material calcáreo.
Clasificación SUCS:	SM

**GRAFICO Nº VII.12**  
**AREA DE SUELOS Y CONCRETOS**  
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

SOLICITANTE <u>SEDAPURA</u>	CLAVE DE LABORATORIO <u>4493 - LEEM</u>
OBRA <u>Cimentación de tanque elevado y sistema</u>	UBICACION <u>Paiza</u>

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"	0.00	0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
25.4	1"	0.00	0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	9.31	1.86	1.86	98.14
2.38	8	10.88	2.18	4.04	95.96
2	10	2.05	0.41	4.45	95.55
1.19	16	11.72	2.34	6.79	93.21
0.59	30	14.76	2.95	9.74	90.26
0.297	50	12.60	2.52	12.26	87.74
0.25	60	3.10	0.62	12.88	87.12
0.149	100	12.80	2.56	15.44	84.56
0.074	200	218.59	43.72	59.16	40.84
	Fondo	201.66			
	Total	497.47			
	Peso Inc.	500.00			
	Pérdida	2.53			



CERTIFICADO N°: 940654  
 FECHA: 27/04/94  
 OPERADOR: Ing. Wilson Miranda - Técnico Guadalupe Ruiz

DESCRIPCION DE MUESTRA arena limosa de color plomo verdoso con 40.84% de finos de baja plasticidad procedente de calicata N° 4 a profundidad 1.90 - 7.00 m. presenta material calcáreo.

Clasificación SUCS: SM

se muestran en los cuadros Nº VII.10 al Nº VII.13. Los resultados de pesos unitarios húmedos y secos de las 4 calicatas a diferentes profundidades se muestran en los cuadros Nº VII.14 y Nº VII.15, asimismo los resultados de los ensayos de corte directo se muestran en los gráficos Nº VII.13 al VII.15.

El suelo presenta superficialmente material de relleno contituido por arena fina, grava y desechos, subyaciendo a este material se encontró en la zona donde se construirá el Tanque Elevado, interestratificaciones de:

- Arena fina limosa de color plomo blanquizo con finos no plásticos. Presenta erráticamente material calcáreo y conchuelas.
- Grava areno limosa de color plomo blanquizo, con finos no plásticos, presenta material calcáreo.
- Arena gruesa limosa de color plomo blanquizo, con presencia de finos no plásticos.
- Coquina compacta constituida por conchuelas y gravas presentes en una

**CUADRO N° VII.10**  
Límite líquido, límite plástico e índice plástico C-1

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

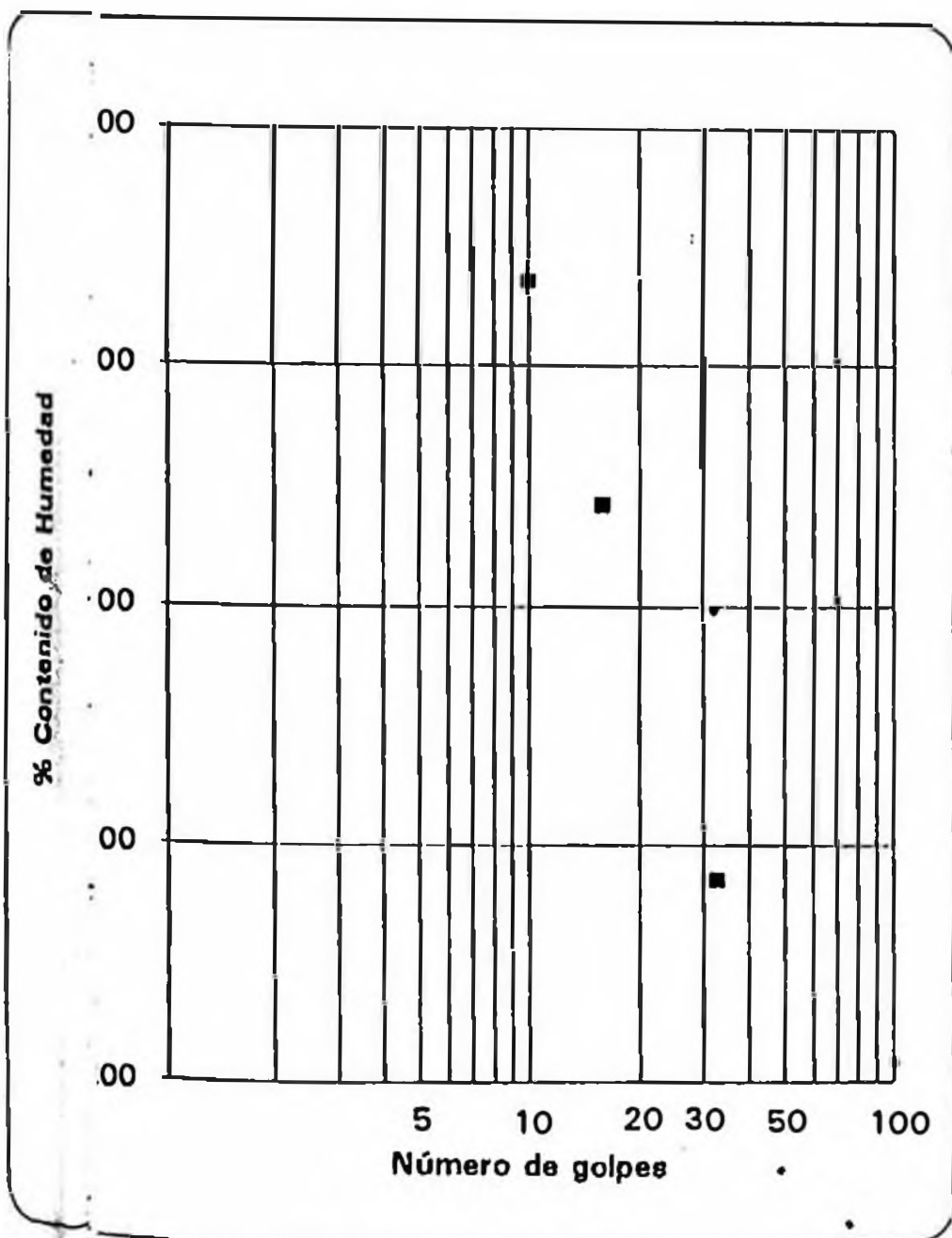
<b>PROYECTO</b>	SEDAPIURA	<b>CLAVE LAB.</b>	4493 - LEEM
<b>OBRA</b>	Cim. tanque elevado y cisterna	<b>UBICACION</b>	PAITA

**LIMITE LIQUIDO**

Resolvidado	23.4	13.82	25.8		
Resolvida	17.5	10.1	18.6		
Resolvidagua	5.90	3.72	7.20		
de la humedad	33.71	36.83	38.71		
Nº de golpes	33	16	10		

**LIMITE PLASTICO**

Resolvidado	3.85	4.87			
Resolvida	3.04	3.89			
Resolvidagua	0.81	0.98			
de la humedad	26.64	25.19			



**DESCRIPCION DE LA MUESTRA**

Limo arenosa de baja plasticidad, procedente de calicata N° 1, prof. 5.70 - 5.90

Clasificación SUCS: ML

LIMITE LIQUIDO L. L.	34.85
LIMITE PLASTICO L. P.	25.92
INDICE PLASTICO I. P.	8.93

CERTIFICADO N° 940664

FECHA Piura 29-04-94

OPERADOR Téc. Guadalupe Ruiz

Ing. Wilson Miranda



**CUADRO NO VII.11**  
**Límite líquido, límite plástico e índice plástico C-1**

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

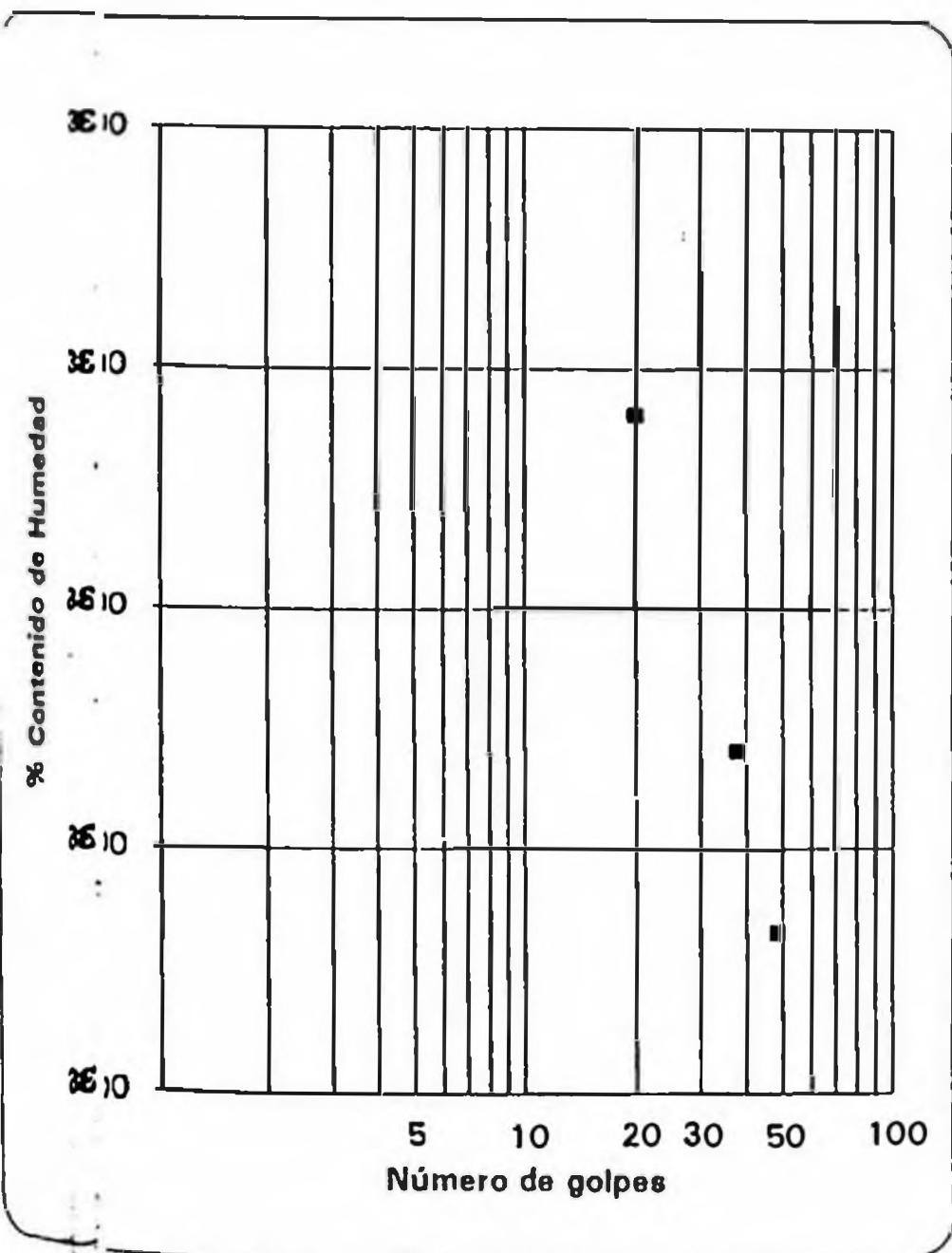
<b>CLIENTE</b>	SEDAPIURA	<b>CLAVE LAB.</b>	4493 - LEEM
<b>UBICACION</b>	Cim. tanque elevado y cisterna	<b>UBICACION</b>	PAITA

**LIMITE LIQUIDO**

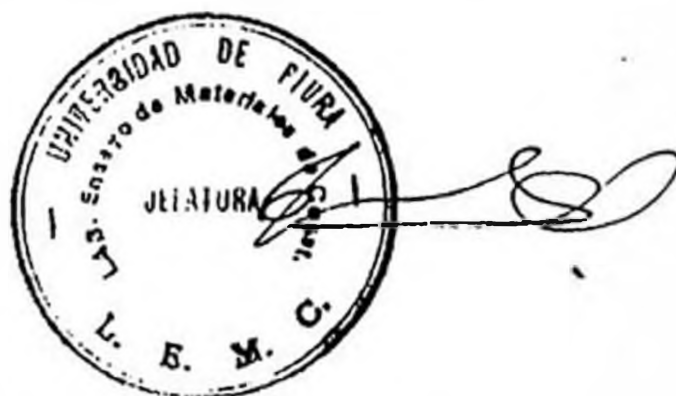
Peso húmedo	14.22	15.67	13.67		
Peso seco	10.83	11.8	10.08		
Peso del agua	3.39	3.87	3.59		
de humedad	31.30	32.80	35.62		
Nº de golpes	49	38	20		

**LIMITE PLASTICO**

Peso húmedo	3.05	2.29			
Peso seco	2.43	1.84			
Peso del agua	0.62	0.45			
de humedad	25.51	24.46			



<b>DESCRIPCION DE LA MUESTRA</b>	
Limo de baja plasticidad, procedente de calicata C-1 prof. 5.90 - 7.00 m	
Clasificación SUCS: ML	
LIMITE LIQUIDO L. L.	34.72
LIMITE PLASTICO L. P.	24.99
INDICE PLASTICO I. P.	9.73
CERTIFICADO N°	940665
FECHA	Piura 29-04-94
OPERADOR	Téc. Guadalupe Ruiz Ing. Wilson Miranda



**CUADRO NO VII.12**  
**Límite líquido, límite plástico e índice plástico C 4**

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

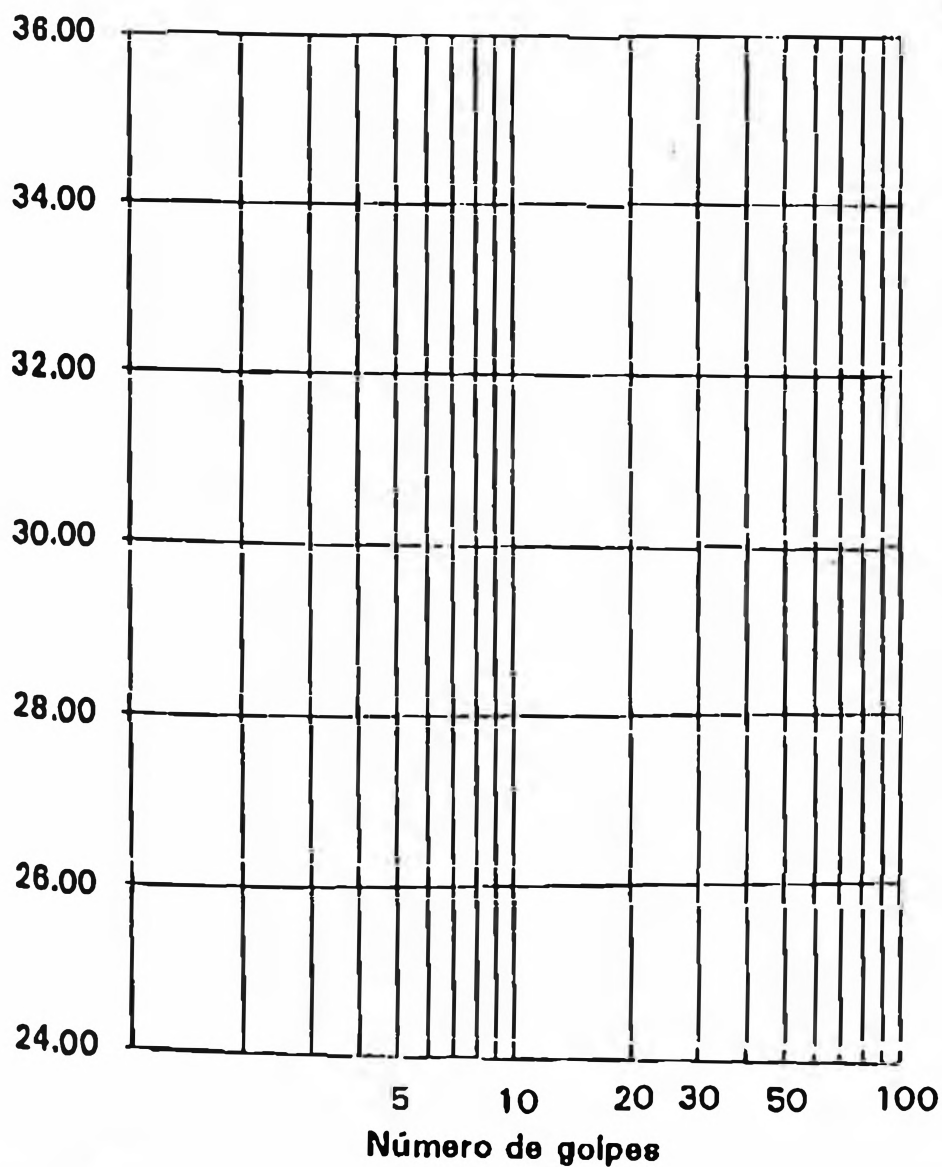
<b>CITANTE</b>	<u>SEDAPIURA</u>	<b>CLAVE LAB.</b>	<u>4493 - LEEM</u>
	<u>Cim. tanque elevado y cisterna</u>	<b>UBICACION</b>	<u>PATA</u>

**LIMITE LIQUIDO**

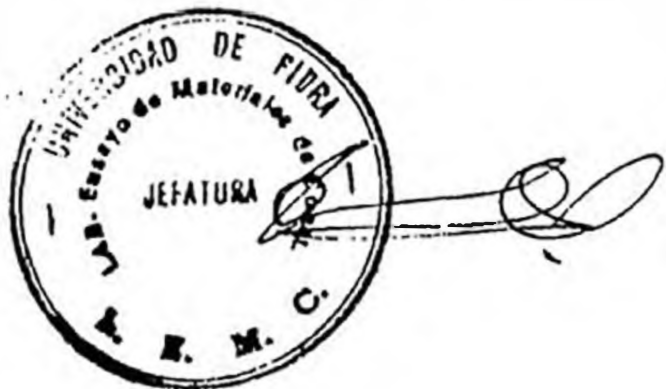
húmedo	0	0	0	0		
seco	0	0	0	0		
de agua	0.00	0.00	0.00	0.00		
Humedad	0.00	0.00	0.00	0.00		
golpes	0	0	0	0		

**LIMITE PLASTICO**

húmedo	0.00	0.00	0.00			
seco	0.00	0.00	0.00			
de agua	0.00	0.00	0.00			
Humedad	0.00	0.00	0.00			



<b>DESCRIPCION DE LA MUESTRA</b>	
Arena limosa no plástico, procedente de calicata C-4 prof. 0.90 - 1.90 m	
LIMITE LIQUIDO L. L.	0.00
LIMITE PLASTICO L. P.	0.00
INDICE PLASTICO I. P.	0.00
CERTIFICADO N°	940667
FECHA	Piura 29-04-94
OPERADOR	Téc. Guadalupe Ruiz Ing. Wilson Miranda



**CUADRO Nº VII.13**

**Límite líquido, límite plástico e índice plástico C\_4**

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción

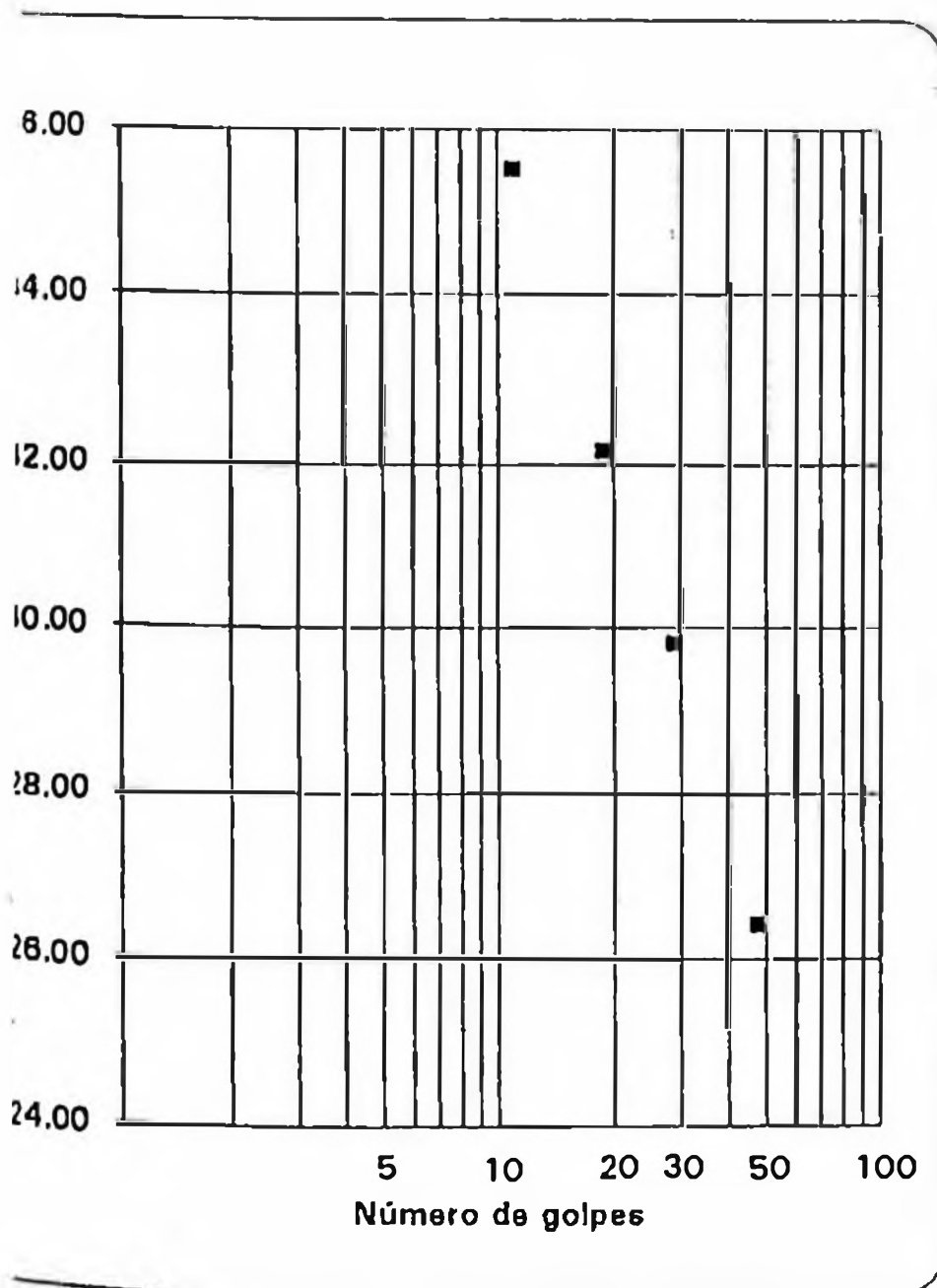
<b>INSTITUTO</b>	<u>SEDAPIURA</u>	<b>CLAVE LAB.</b>	<u>4493 - LEEM</u>
	<u>Cim. tanque elevado y cisterna</u>	<b>UBICACION</b>	<u>PAITA</u>

**LIMITE LIQUIDO**

Humedad	19.72	13.5	17.26	19.73		
Coeficiente	15.6	10.4	13.06	14.56		
Agua	4.12	3.10	4.20	5.17		
Humedad	26.41	29.81	32.16	35.51		
Golpes	48	29	19	11		

**LIMITE PLASTICO**

Humedad	5.96	4.50	4.14			
Coeficiente	4.72	3.58	3.32			
Agua	1.24	0.92	0.82			
Humedad	26.27	25.70	24.70			



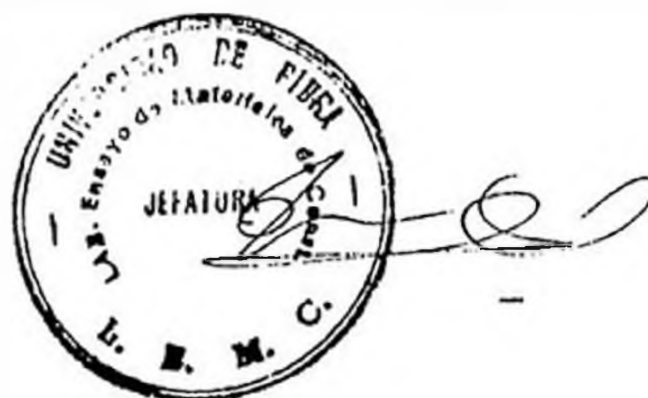
**DESCRIPCION DE LA MUESTRA**

Arena limosa de baja plasticidad, procedente de calicata No C-4, prof. 1.90 - 7.00 m

Clasificación SUCS: SM

LIMITE LIQUIDO L. L.	30.50
LIMITE PLASTICO L. P.	25.56
INDICE PLASTICO I. P.	4.94

CERTIFICADO Nº	940666
FECHA	Piura 29-04-94
OPERADOR	Téc. Guadalupe Ruíz Ing. Wilson Miranda



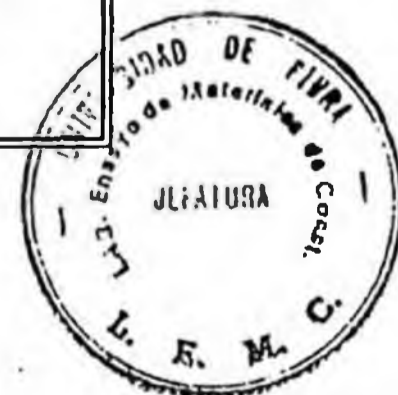


**CUADRO N° VII.14**

TABLA N° 1

PESOS UNITARIOS HUMEDOS ( $\gamma_h$ ) Y SECOS ( $\gamma_d$ ) OBTENIDOS EN LAS CALICATAS

CALICATA	Prof. (m.)	S.U.C.S.	$\gamma_h$ (gr/cc)	$\gamma_d$ (gr/cc)
C-1	1.0	SM	1.67	1.58
	2.0	SM	1.62	1.52
	3.0	COQUINA	1.89	1.86
	4.0	ML	1.90	1.73
	5.0	ML	1.78	1.60
	6.0	ML	2.02	1.78
	7.0	ML	2.08	1.86
C-2	1.0	SM	1.73	1.67
	2.0	SM	1.88	1.84
	3.0	COQUINA	1.73	1.70
	4.0	ML	1.82	1.60
	5.0	ML	1.72	1.57
	6.0	ML	1.81	1.66
	7.0	ML	2.13	1.93



CUADRO NO VII.15

TABLA Nº 2

PESOS UNITARIOS HUMEDOS ( $\gamma_h$ ) Y SECOS ( $\gamma_d$ ) OBTENIDOS EN LAS CALICATAS

CALICATA	Prof. (m.)	S.U.C.S.	$\gamma_h$ (gr/cc)	$\gamma_d$ (gr/cc)
C-3	1.0	COQUINA	1.79	1.74
	2.0	SM	1.87	1.81
	3.0	SM	1.81	1.74
	4.0	SM	1.81	1.70
	5.0	SM	1.73	1.59
	6.0	SM	2.07	1.91
	7.0	SM	1.95	1.82
C-4	1.0	SM	1.61	1.46
	2.0	SM	1.82	1.68
	3.0	SM	1.90	1.77
	4.0	SM	1.97	1.85
	5.0	SM	2.04	1.82
	6.0	SM	2.17	1.91
	7.0	SM	1.97	1.79

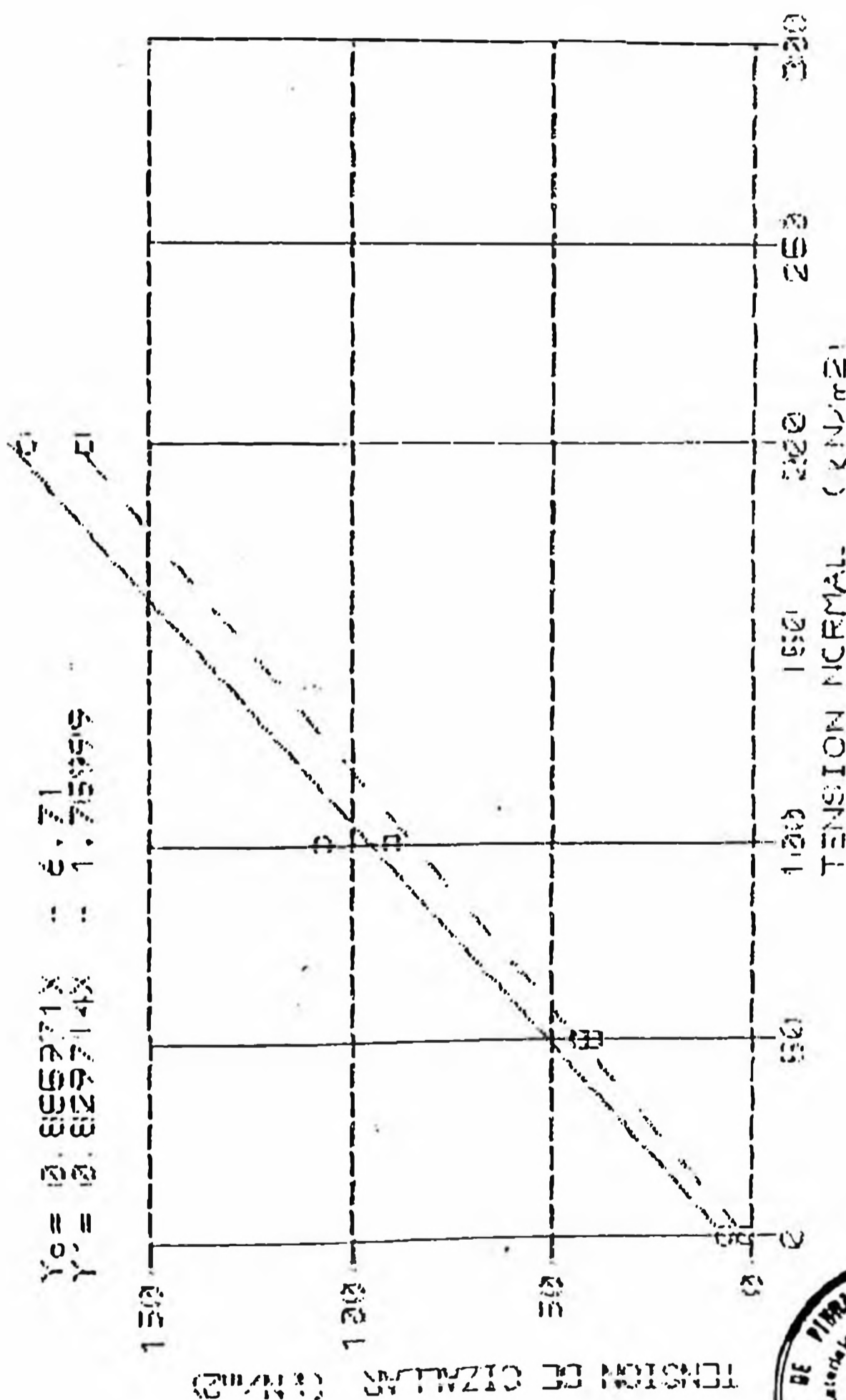


PROCEDENCIA : CIMENTACION DE TANQUE ELEVADO, ZONA ALTA-PALTA CALICATA # 2 [1.80-2.80]

**GRAFICO NO VII.13**  
**Ensayo de cizallamiento directo C-2**

CIZALLAMIENTO DIRECTO:

$\phi_0 = 41.53^\circ$      $C = 5.71 \text{ kN/m}^2$   
 $\phi' = 39.68^\circ$      $C = 1.76 \text{ kN/m}^2$



NOTA: (  $\phi_0$  ) FUNCION ACEPTADA  $\tau, \sigma$  ES APROXIMADA POR  $\sigma < 100 \text{ kN/m}^2$   
(  $\phi'$  ) LINEA RECTA PARA  $\sigma > 100 \text{ kN/m}^2$



(d logram)

FECHA:

SUPERVISION

CONTRATISTA:

PROCEDENCIA : CIMENTACION DE TANQUE ELEVADO - ZONA ALTA-PAITA  
 C-2(5.50-6.50 m) DEN. = 1.69 gr/cm<sup>3</sup>

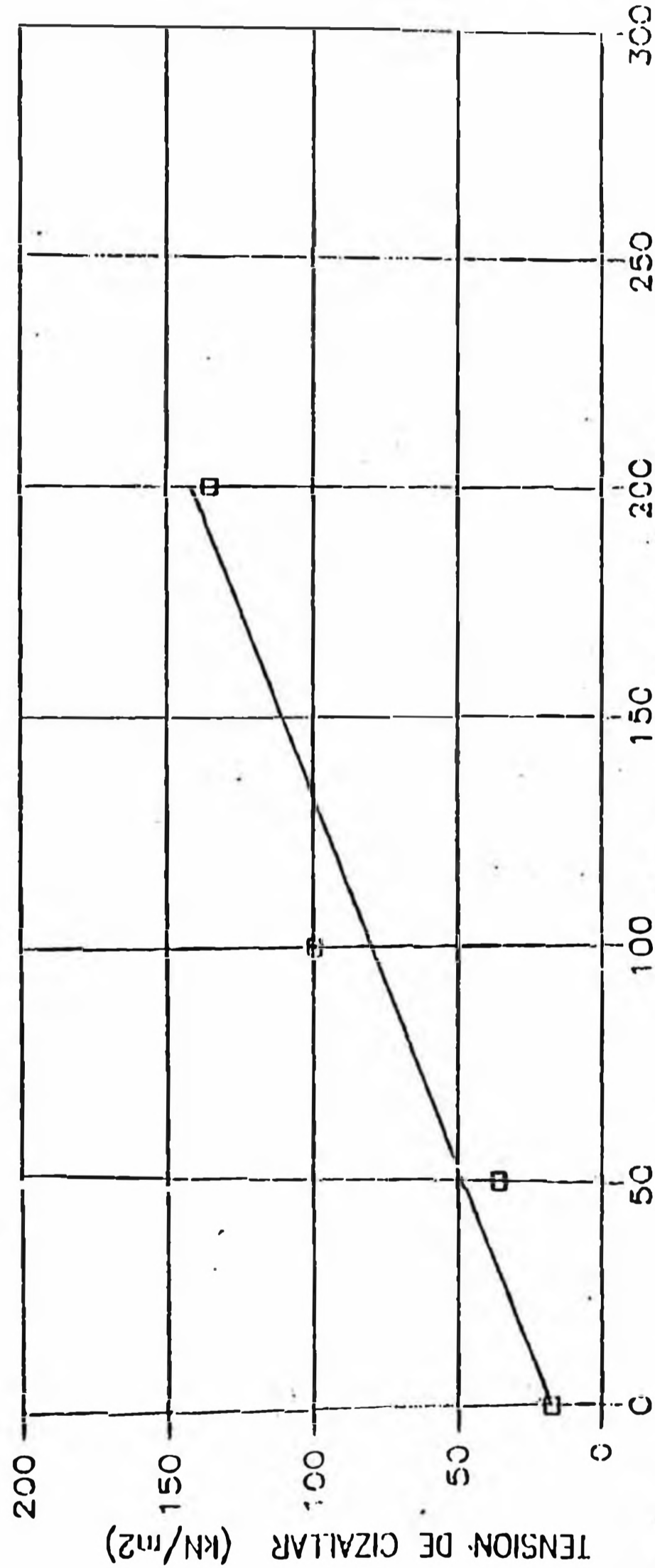
GRAFICO NO VII.14  
Ensayo de cizallamiento directo C-2

DIRECCION DE  
 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

=                      C =                      kN/m<sup>2</sup>

$\varphi' = 31.88$     C = 17.49 kN/m<sup>2</sup>

$Y_0 =$   
 $Y' = 0.621975X + 17.489399$



NOTA: (  $\varphi$  ) FUNCION ADOPTADA DE  $\tau, \sigma$  ES APROXIMADA POR LA LINEA RECTA PARA  $100 > \sigma > 100$  kN/m<sup>2</sup>



(diagram2)

FECHA:

SUPERVISION

CONTRATISTA:

PROCEDENCIA : CIMENTACION DE TANQUE ELEVADO - ZONA ALTA-PAITA  
 C-3(2.10-7.00 m) DEN. = 1.75 gr/cm<sup>3</sup>

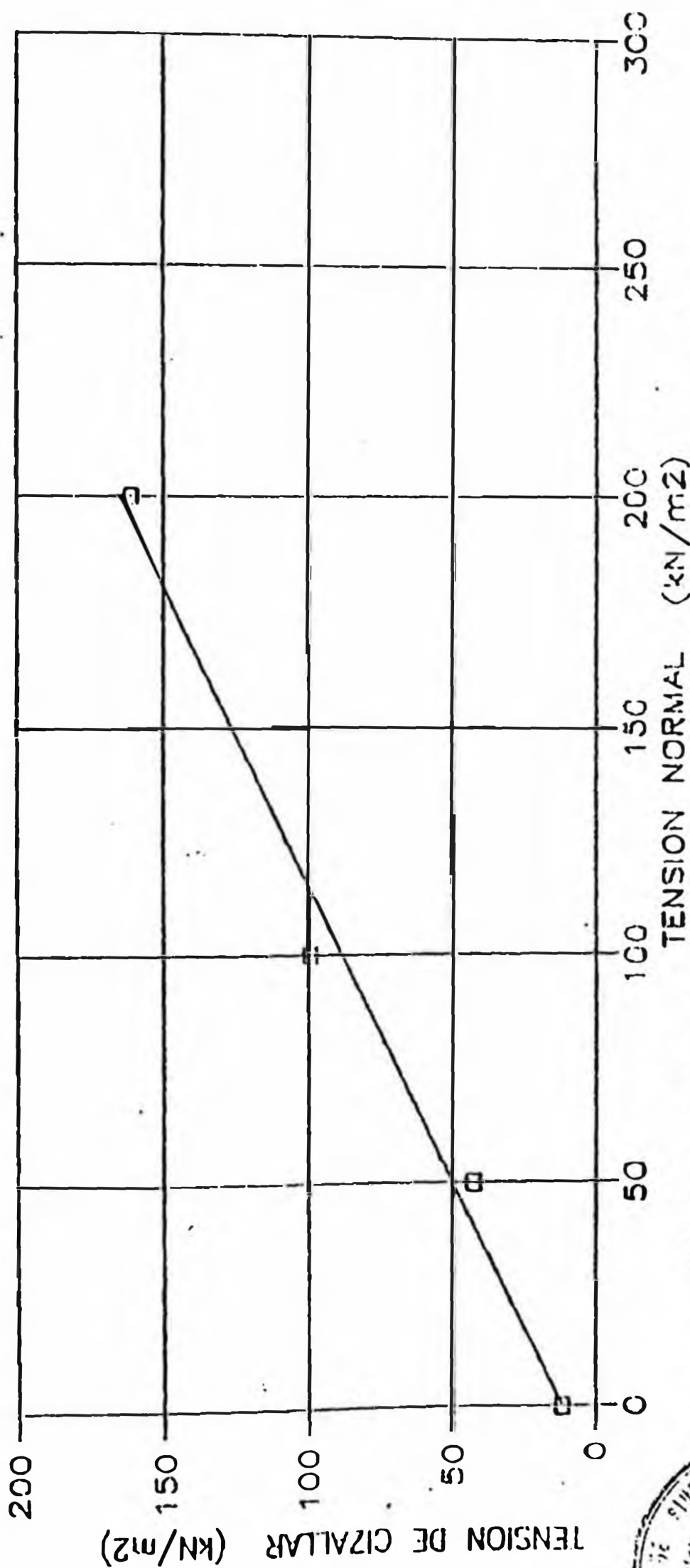
**GRAFICO NO VII.15**  
**Ensayo de cizallamiento directo C-3**

PARAMETROS DE  
 CIZALLAMIENTO DIRECTO:

$$C = \text{kn/m}^2$$

$$\phi' = 37.45 \text{ C} = 11.77 \text{ kn/m}^2$$

$$Y_c = 0.765914X + 11.770004$$



NOTA: (  $\phi$  ) FUNCION ADOPTADA DE  $\tau = c + \sigma \tan \phi$  ES APROXIMADA POR LA LINEA RECTA PARA  $100 > \sigma > 100 \text{ kn/m}^2$



(diagram2)

FECHA:

SUPERVISION

CONTRATISTA:

matriz de arena gruesa.

Todo esto hasta profundidades que varían entre 3.85 y 3.90 mt.

A partir de aquí y hasta la profundidad investigada (7 mt.) se encontró un limo arenoso, con finos de baja plasticidad. Con colores como plomo verdoso y marron claro. Presenta material calcáreo.

En la zona donde se construirá la cisterna, interestratificaciones de:

- Coquina compacta constituida por conchuelas y gravas presentes en una matriz de arena gruesa.

- Arena gruesa limosa de color plomo blanquizco, con de finos no plásticos. Presenta material calcáreo y erráticamente gravas con tamaños que varían entre 5" y 10".

Todo esto hasta profundidades que varían entre 1.90 y 2.10 mt.

A partir de aquí y hasta la profundidad investigada (7 mt.) se encontró una arena limosa, de color plomo verdoso, con finos de plasticidad. Presenta material calcáreo.

No se encontró el nivel freático

en la profundidad explorada.

Lo arriba mencionado se verifica observando las columnas estratigráficas de las láminas N<sup>o</sup>VII.4 al N<sup>o</sup> VII.7.

#### 7.4.5 Capacidad portante del suelo.

Para este cálculo se considera el suelo de:

- La zona donde se construirá el reservorio formado por un limo arenoso (ML), y
- La zona donde se construirá la cisterna formado por una arena limosa (SM).

Los resultados de Pesos Unitarios realizados a cada metro de profundidad (ver cuadros N<sup>o</sup> VII.14 y N<sup>o</sup>VII.15) permitieron determinar que el suelo se encuentra en estado compacto.

A las muestra obtenidas in-situ se les realizó, en laboratorio, el ensayo de Corte Directo (ver gráficos N<sup>o</sup>VII.13 al N<sup>o</sup> VII.15) para obtener los datos de cohesión (c) y angulo de fricción interna ( $\phi$ ). Obteniéndose los siguientes resultados:

ZONA	SUCS.	Cohesión, c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de fricción interna $\phi$ (°)
De Reservorio	SM	0.0176	39.68
	ML	0.1749	31.88
De Cisterna	SM	0.1177	37.45

Para el cálculo de la capacidad portante se trabaja con los valores más desfavorables.

#### 7.4.5.1 Resultados.

Estimándose que la carga transmitida al suelo por el peso del agua y el peso propio de la estructura del tanque elevado no excederá de 4,200 ton. Además esta carga será transmitida a una platea de cimentación de forma circular.

Para la cisterna se considera que sus columnas sólo soportarán el peso propio de la estructura,



esta carga no deberá exceder de 20 ton. Según lo arriba mencionado se ha obtenido como resultado las capacidades portantes del suelo para ambas estructuras la cual es mostrada en el cuadro siguiente:

Estructura	$D_f$ (mt)	$q_a$ (Kg/cm <sub>2</sub> )
Reservorio	3.0	4.53
	3.5	4.75
	4.0	5.02
Cisterna (*)	1.0	2.5
	1.5	2.52

(\*) Se considera el nivel de cimentación ( $D_f$ ) a partir del fondo de la cisterna, que se encuentra a 4.0 mt. de profundidad.

## **CAPITULO VIII**

### **RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO INTEGRAL**

#### **8.1 Introducción**

Existiendo una Planta de Tratamiento denominada Sistema Eje Paita Talara, estaciones de bombeo y líneas de conducción las mismas que estan contempladas en el presente estudio y vistas en el capitulo III las alternativas de solución para el mejoramiento y ampliación de dichas infraestructuras, y definidas las estructuras para este estudio como son : cisterna, líneas de impulsión, reservorio (tanque elevado) y línea de aducción complementarias al sistema existente se procederá al diseño de la red de distribución, cuya importancia de estos planteamientos técnicos radica en poder asegurar a la población el suministro eficiente en cantidad, continuidad, cobertura, calidad, costo real del metro cúbico de agua potable y presiones adecuadas durante todo el período de diseño.

Para el diseño de la red de distribución se tendrá en cuenta el documento técnico de Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y

Alcantarillado destinados a localidades Urbanas y el Reglamento Nacional de Construcción así como criterios teóricos experimentales de aplicación para las condiciones de factibilidad, topografía y factores socio-económicos de la localidad.

## **8.2 Diseño de la red de distribución**

La red de distribución se diseñará para las siguientes condiciones y/o capacidades:

### **8.2.1 Población futura o de diseño.**

En el capítulo IV se definió la curva de crecimiento poblacional resultante de los seis métodos, la cual resultó elegida la Curva 'C' por lo que para nuestro período de diseño tomamos la población futura ( $P_f$ ) para el año 2010:

$P_f$ (de diseño) año 2010: 33,038 hab.

### **8.2.2 Determinación del Caudal de Diseño.**

Para el presente estudio se ha considerado en la capacidad del reservorio (tanque elevado), un Volumen de Demanda Contra Incendio, por lo cual adoptaremos el criterio de establecer la cifra mayor resultante de la comparación entre el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria más la demanda contra incendio y el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda

horaria. Del Capítulo IV se han obtenido los siguientes caudales de diseño :

Caudal promedio ( $Q_p$ ) : 68.83 lps.

Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ) : 89.48 lps.

Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) : 123.89 lps.

Caudal contra incendio ( $Q_i$ ) : 30.00 lps.

Por lo tanto :

$Q_{md} + Q_i = 89.48 + 30.00 \text{ lps} = 119.48 \text{ lps.}$

$Q_{mh} = 123.89 \text{ lps.}$

Como :  $Q_{mh} > Q_{md} + Q_i$  , el caudal de diseño para la red de distribución será el caudal máximo horario .

### 8.2.3 Sistema de distribución

#### 8.2.3.1 Líneas de alimentación

La línea de conducción por bombeo de  $\phi 16''$  proveniente de la planta de tratamiento de El Arenal es la que alimentará al sistema proyectado, mediante un empalme o acometida con una tee de  $\phi 16'' \times 12''$ , regulando el caudal mediante una válvula de interrupción de  $\phi 12''$  que alimentará a la cisterna proyectada de 500 m<sup>3</sup>, desde donde a través de una línea de impulsión de  $\phi 14''$  abastecerá al reservorio (tanque elevado) de 2,200 m<sup>3</sup> de capacidad, y éste a su vez

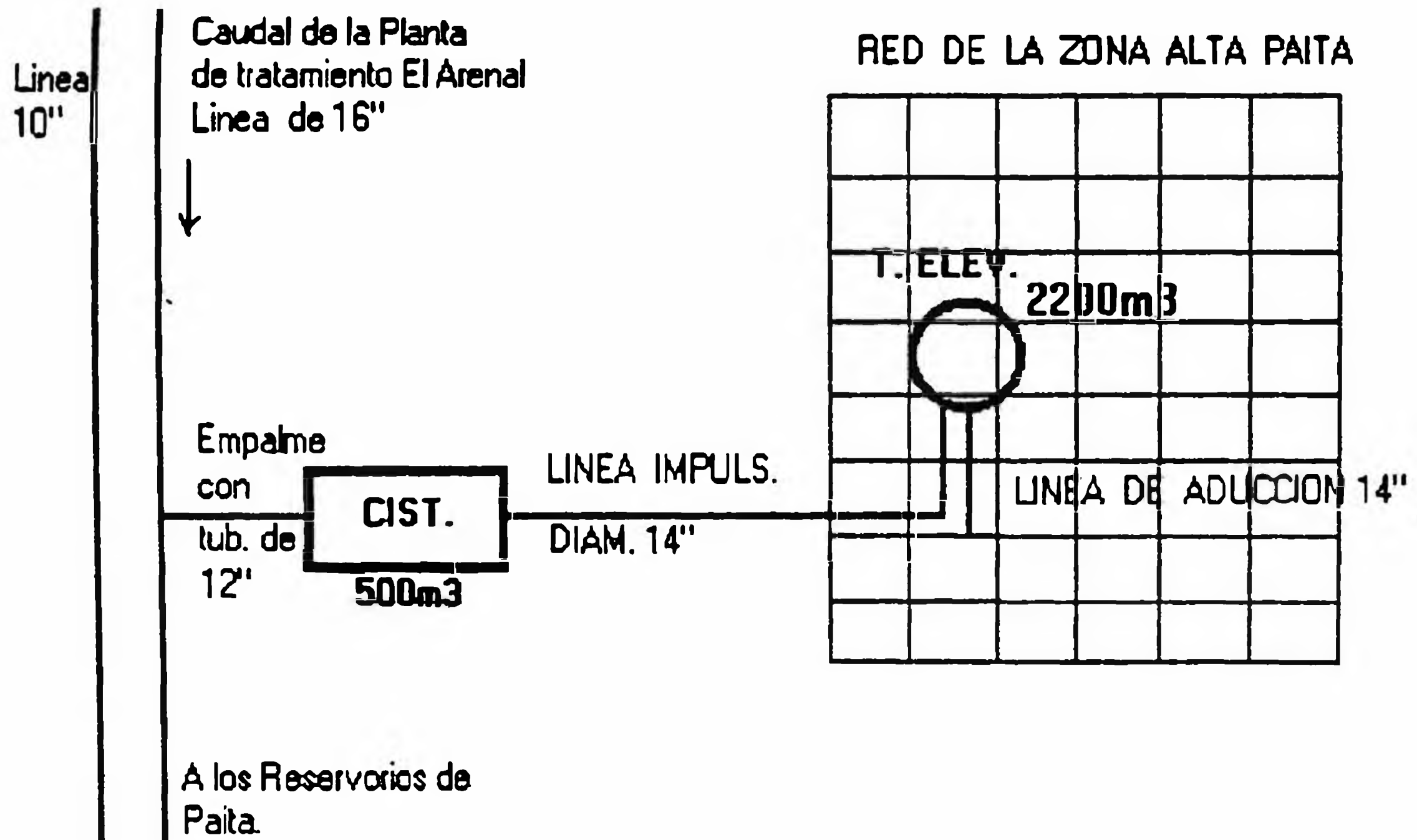
alimentará a la línea de aducción de  $\phi 14''$  la que finalmente se empalma a la red de distribución (ver lámina NQVIII.1).

#### **8.2.3.2 Tuberías troncales**

Son las que componen las redes primarias o principales de la red distribución, y ayudan especialmente en la concentración del flujo o caudal contra incendio en cualquier punto, y se colocarán de 400 a 600 mt. de separación entre ellas, y se ha considerado en el presente diseño tuberías primarias de diámetros  $\phi 4''$ ,  $\phi 6''$ ,  $\phi 8''$ ,  $\phi 10''$  y  $\phi 12''$ , siendo el mínimo de  $\phi 4''$ , este sistema de distribución se puede apreciar en el plano NQ VII.3. En este plano se aprecia tuberías con trazo lleno que corresponden a las existentes y punteado a las proyectadas.

#### **8.2.3.3 Tuberías de servicio**

Constituyen la malla o tubería de relleno entre las tuberías troncales denominadas también redes secundarias y las que darán servicio local a los



LAMINA N° VIII.1

ESQUEMA CISTERNA-LINEA DE IMPULSION-TANQUE ELEVADO - RED DE DISTRIBUCION

predios, conformando la malla del sistema de distribución, se ha considerado en el presente diseño un diámetro mínimo de tubería de servicio de  $\phi 3''$ , en plano NQ XIII.1. se aprecia la distribución de la redes primarias y secundarias.

### 8.3 Cálculo Hidráulico

Previamente al Cálculo Hidráulico indicaremos que en el presente diseño de la red de distribución será del tipo mallado que son aquellas redes constituidas por tuberías primarias interconectadas formando mallas. Este tipo de red de distribución es a nuestro criterio en el presente estudio la más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de tuberías a fin de crear un circuito cerrado que permita un diseño más eficiente. En el dimensionamiento de la red mallada se encontraran los gastos de circulación de cada tramo (ver plano NOVIII.1), para lo cual nos apoyamos en algunas hipótesis estimativas de los gastos en los nudos.

En la localidad de Paita materia del estudio no existe un plano regulador, por lo que se ha estimado los gastos medios de consumo en función del crecimiento poblacional para el período de diseño considerado. Además se ha tenido en cuenta las futuras zonas de expansión urbanas, industriales, la Zona

Franca Industrial, etc.

Para el diseño de la red de distribución se definirá en primer término el caudal correspondiente de ingreso a la red de distribución proveniente de la línea de aducción que corresponde al caudal máximo horario ( $Q_{mh} = 123.89$  lps).

Determinado el caudal de diseño procederemos al cálculo hidráulico del sistema de distribución utilizando la fórmula de Hazen y Williams; que considera para una tubería de PVC un coeficiente de  $C=140$ .

Para el caso del sistema de distribución, que está conformado por circuitos cerrados, se presentará la verificación de los cálculos hidráulicos mediante el procedimiento de Hardy Cross.

### 8.3.1 Configuración de la red de distribución

El sistema de circuitos cerrados o redes malladas están conformadas por tuberías primarias o principales de distribución mayores o iguales a  $\phi 4"$ , tuberías secundarias o de relleno menores o iguales a  $\phi 3"$ . Las tuberías primarias constituyen los circuitos o mallas cuyos tramos se definen por los nudos que lo comprenden en base a lo siguiente:

- Intersección de dos tuberías primarias.
- Todo punto de alimentación.
- Tramos no mayores de 400 a 600 m.



### **8.3.2 Determinación de los caudales que conforman los circuitos.**

Se determinarán los caudales de salida en los nudos de cada circuito, utilizando el método de áreas de influencia; así como los caudales iniciales de tránsito que conforman los tramos de cada circuito.

#### **8.3.2.1 Método de las áreas de influencia**

Se procede a determinar los caudales de salida en cada nudo de toda la red mallada, aplicando el método de las áreas de influencia.

Este método considera la enumeración de los nudos de la red mallada y la determinación de las áreas de influencia de cada uno, trazando las mediatrices de los tramos. Se procurará tener áreas de figuras geométricas conocidas o en caso contrario debe disponerse de planímetros para su medición (ver plano N° VIII.2) y cuadro N°VIII.1.

Determinado el área parcial de influencia se procede a calcular el caudal en cada nudo en base a la siguiente relación:

$$Q = 1.8 \times A \times \text{Dot.} \times D/86,400$$

CUADRO Nro. VIII.1  
 CALCULO DE CAUDALES EN LOS NUDOS POR EL METODO  
 DE AREAS DE INFLUENCIA

NUDO	AREA (m <sup>2</sup> )	AREA (Ha)	DENSIDAD (Hab/Ha)	CAUDAL (lps)
1	52,890.00	5.29	160.45	3.18
2	103,320.00	10.33	160.45	6.22
3	52,260.00	5.23	160.45	3.14
4	53,940.00	5.39	160.45	3.25
5	66,740.00	6.67	160.45	4.02
6	100,360.00	10.04	160.45	6.04
7	122,544.00	12.25	160.45	7.37
8	147,084.00	14.71	160.45	8.85
9	102,714.00	10.27	160.45	6.18
10	73,928.00	7.39	160.45	4.45
11	97,170.00	9.72	160.45	5.85
12	120,320.00	12.03	160.45	7.24
13	79,214.50	7.92	160.45	4.77
14	99,990.00	10.00	160.45	6.02
15	57,178.00	5.72	160.45	3.44
16	92,960.00	9.30	160.45	5.59
17	42,946.00	4.29	160.45	2.58
18	57,136.00	5.71	160.45	3.44
19	72,072.00	7.21	160.45	4.34
20	32,956.00	3.30	160.45	1.98
21	53,666.50	5.37	160.45	3.23
22	85,591.00	8.56	160.45	5.15
23	69,930.00	6.99	160.45	4.21
24	45,375.00	4.54	160.45	2.73
25	75,260.00	7.53	160.45	4.53
26	49,104.00	4.91	160.45	2.95
27	52,440.00	5.24	160.45	3.16
TOTAL	2,059,089.00	205.91	160.45	123.89

Donde :  $Q$  = Caudal del nudo en lps.

$A$  = Area parcial de  
influencia del nudo.

$\text{Dot}$  = Dotación en lt/hab/día.  
(180 lt/hab/día)

$D$  = Densidad en Hab/Ha.

#### 8.3.2.2 Procedimiento del cálculo de caudales iniciales de tránsito.

Asignados los caudales de salida en cada nudo de los circuitos de la red mallada procedemos a determinar los caudales de tránsito de la siguiente manera:

- El caudal máximo horario ( $Q_{nh} = 123.89$  lps) ingresa a los tramos 3 y 4 del circuito IV, para nuestro caso, de la red mallada con el supuesto tentativo que el 50% del  $Q_{nh}$  ingresa a cada tramo.
- Habiendo supuesto estos caudales de circulación iniciales en este tramo, procedemos a distribuirlos en toda la red mallada bajo la siguiente condición hidráulica de continuidad de flujo:  
El caudal total que llega a un nudo es igual al que sale. Esta

distribución de caudales se presenta en el plano N<sup>o</sup> VIII.1, así como en el cuadro N<sup>o</sup> VIII.2.

**8.3.2.3 Procedimiento del cálculo hidráulico por el método de Hardy Cross, para selección de diámetros y cálculo de presiones.**

Habiendo determinado los caudales de salida en cada nudo y los caudales iniciales tentativos de tránsito por cada tramo, procederemos a desarrollar el proceso analítico del cálculo hidráulico haciendo uso del método de Hardy Cross.

La distribución de los caudales de tránsito se ha basado en criterios de demanda de las zonas a servir, densidad y desarrollo futuro, estos supuestos caudales iniciales de tránsito son los que entran en la selección de diámetros iniciales recomendándose para ello la utilización de un ábaco, con lo cual casi invariablemente se llega a una solución ventajosa económicamente.

Para el desarrollo del método de Hardy Cross se cuenta con los

CUADRO Nro. VIII.2  
DISTRIBUCION DE CAUDALES INICIALES EN LOS TRAMOS DE  
LOS CIRCUITOS (REDES PRIMARIAS)

CIRCUITO	TRAMO	CAUDAL
I	1	0.55
	2	-3.06
	3	4.10
	4	3.73
II	1	-5.86
	2	-17.98
	3	-6.02
	4	7.16
	5	3.06
	6	-2.61
III	1	-4.10
	2	-7.16
	3	-20.55
	4	20.55
	5	7.22
	6	2.77
IV	1	6.02
	2	-18.00
	3	-61.89
	4	62.00
	5	20.55
V	1	8.10
	2	-4.27
	3	-22.04
	4	18.00
	5	17.98
VI	1	-20.55
	2	12.05
	3	-1.71
	4	-3.71
	5	-7.15
VII	1	-62.00
	2	61.89
	3	16.00
	4	-7.74
	5	-12.05

CIRCUITO	TRAMO	CAUDAL
VIII	1	22.04
	2	13.00
	3	5.50
	4	-14.94
	5	-16.00
IX	1	5.13
	2	-4.92
	3	-13.00
	4	4.27
X	1	1.71
	2	7.74
	3	3.21
	4	1.23
	5	-2.00
XI	1	5.71
	2	-6.25
	3	-17.00
	4	-5.50
	5	4.92
XII	1	6.81
	2	4.08
	3	-4.50
	4	-6.54
	5	6.25
XIII	1	4.50
	2	4.05
	3	1.10
	4	-2.04

siguientes datos:

- a) Número de circuitos.
- b) Número de tramos por circuito.
- c) Caudales de salida en los nudos.
- d) Caudales iniciales de tránsito en cada tramo.
- e) Diámetros iniciales según abaco.
- f) Longitud de cada tramo.
- g) Constante de Hazen & Williams.
- h) Cotas de terreno de cada nudo.

El método de Hardy Cross es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican a los caudales originalmente asumidos (gastos iniciales de tránsito) hasta que la red esté balanceada. Estas correcciones se generalizan en la siguiente relación:

$$\Delta q = - \Sigma h_f / 1.85 * \Sigma (h_f / Q)$$

En nuestro caso el caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) que es el de diseño para la red de distribución, es el que alimentará a la red mallada, éste se bifurca en el nudo N en los caudales  $Q_1 = 62.00$  lps. y  $Q_2 = 61.89$  lps., que serán los caudales de tránsito correspondientes a los tramos 4 y 3 del circuito IV respectivamente.

Siendo estos caudales asumidos, existirá posibilidad de error; por tanto, deberán ser verificados mediante las expresiones de pérdidas de carga (fórmula de Hazen & Williams), y comprobar el cumplimiento de las condiciones que debe satisfacer toda red mallada, es decir  $\Sigma Q \approx 0$  en cada nudo, y pérdidas de carga idénticas entre dos puntos, cualquiera que sea el camino a seguir.

La pérdida de carga puede ser calculada mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$H_f = 1.72 \times 10^6 \times ((Q/C)^{1.85}) \times L / (D^{4.87})$$

Donde:

$H_f$  = Pérdida de carga (metros)

$Q$  = Caudal (lps)

$L$  = Longitud (kms)

$D$  = Diámetro (pulgadas)

$$H_f = \left( \frac{1.72 \times 10^6}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \right) \times L \times Q^{1.85}$$

Usaremos la convención del signo positivo (+) para las pérdidas de

carga resultante de los caudales que circulan en el sentido de las agujas del reloj y signo negativo (-) en caso contrario.

La red de distribución del presente estudio consta de 13 circuitos por lo que existirán tramos comunes que se verán afectados por más de una corrección. En tales condiciones, la corrección de un circuito se verá afectada en ese tramo por la corrección de la adyacente y viceversa; ello induce a ir haciendo correcciones simultáneas para permitir una convergencia también del conjunto.

Una vez ajustada la red a un cierto límite de exactitud y obtenidos los caudales finales de tránsito se hace el uso de ábacos o de tablas para la selección de los diámetros, haciendo mención que este método que es una herramienta útil en el diseño admitimos que es sólo eso y que la selección de los diámetros que nos conducen a la selección más económica está sustentada por el criterio y conocimiento cabal del funcionamiento hidráulico de un sistema de



distribución mallado. Finalmente se procederá a la determinación de las presiones en los nudos, y a su verificación para satisfacer los requerimientos de presiones de servicio y que según las normas indican que las presiones máximas y mínimas en la red de distribución serán de 50 y 15 metros de columna de agua respectivamente. Estos resultados se aprecian en el plano N<sup>o</sup> VIII.3.

#### **8.3.2.4 Presentación de programa de cómputo para el método de Hardy y Cross**

Para el cálculo de los caudales y presiones en la red de distribución se ha utilizado un programa de computación para la aplicación del método de Hardy Cross, el mismo que se presenta en la pag. N<sup>o</sup> 350 y cuyos resultados se muestran en los cuadros N<sup>o</sup> VIII.3 y N<sup>o</sup> VIII.4. La información de datos de los cuadros N<sup>o</sup> VIII.1 y N<sup>o</sup> VIII.2 ha sido utilizada para el programa de cómputo. Los resultados finales se muestran en el plano N<sup>o</sup> VIII.3. El programa ha sido corrido en una computadora PC 80386 DX.

PROGRAMA PARA EL CALCULO HIDRAULICO  
 POR EL METODO DE HARDY CROSS  
 LENGUAJE QBASIC

```

1 CLS
2 CLEAR
13 PRINT "CROSS-ABASTOS"
14 INPUT "# DE MALLAS"; N: INPUT "#MAX. TUBxMALLA"; M:
  INPUT "C HAZEN CTE (y/n)"; A$
15 IF A$ = "N" GOTO 20
17 INPUT "C HAZEN=", C
20 DIM I(N, M), G(N, M), D(N, M), V(N), AM(N, M), Q(N, M)
25 IF A$ <> "N" THEN 30
27 DIM C(N, M)
30 FOR I = 1 TO N: FOR J = 1 TO M
40 PRINT "TUB("; : PRINT I; : PRINT ","; : PRINT J; : PRINT ")"
42 INPUT "DIAM", D(I, J): INPUT "LONG", L(I, J): INPUT
  "CAUDAL=", Q(I, J)
43 IF A$ <> "N" THEN 50
45 INPUT "C HAZEN=", C(I, J)
50 INPUT "MALLA ANEXA", AM(I, J): NEXT J: NEXT I
70 FOR I = 1 TO N: S = 0: R = 0
80 FOR J = 1 TO M: IF L(I, J) = 0 THEN 130
90 K = 1.72 * 10 ^ 6 * L(I, J) * (ABS(Q(I, J))) ^ 1.85 /
  D(I, J) ^ 4.87
92 IF A$ = "N" THEN 96
94 H = K / C ^ 1.85: GOTO 100
96 H = K / C(I, J) ^ 1.85
100 IF Q(I, J) < 0 THEN H = -H
110 LPRINT "HF("; : LPRINT I; : LPRINT ","; : LPRINT J; :
  LPRINT ")"; : LPRINT H; : S = S + H
120 P = H / Q(I, J): LPRINT "HF/Q("; : LPRINT I; : LPRINT
  ","; : LPRINT J; : LPRINT ")="; : LPRINT P: R = R + P
130 NEXT J
140 LPRINT "SUM.HF="; S: LPRINT "SUM.HF/Q="; R
150 V(I) = -S / (1.85 * R): LPRINT "dQ="; V(I)
160 NEXT I
170 FOR I = 1 TO N: FOR J = 1 TO M
180 IF L(I, J) = 0 THEN 210
190 T = V(I) - V(AM(I, J)): LPRINT "dQ("; : LPRINT I; :
  LPRINT ","; : LPRINT J; : LPRINT ")="; : LPRINT T,
200 Q(I, J) = Q(I, J) + T: LPRINT "Q("; : LPRINT I; :
  LPRINT ","; : LPRINT J; : LPRINT ")="; : LPRINT Q(I, J)
210 NEXT J: NEXT I
215 BEEP
216 PRINT "SIGO?": INPUT "x"; x
218 IF "x" = "1" THEN GOTO 70
230 END

```

C U A D R O Nro. VIII.3  
 RESULTADOS HIDRAULICOS DE CAUDALES DE TRANSITO  
 EN LAS TUBERIAS DE DISTRIBUCION DE A. POTABLE

CIRCUITO	TRAMO	DIAM PULG.	LONG MT	CAUDAL LPS
I	1	6	360	-1.13
	2	6	194	-7.24
	3	6	338	5.25
	4	6	194	2.05
II	1	6	630	-3.36
	2	6	246	-4.21
	3	6	304	-4.97
	4	6	80	12.48
	5	6	194	7.24
	6	6	300	-0.11
III	1	6	338	-5.25
	2	6	80	-12.48
	3	8	528	-24.83
	4	8	292	17.13
	5	4	463	4.39
	6	4	228	-0.06
IV	1	6	304	4.97
	2	4	428	-5.28
	3	12	93	-63.12
	4	12	270	60.79
	5	8	528	24.83
V	1	4	575	-3.17
	2	6	346	-10.10
	3	10	108	-47.55
	4	4	428	5.28
	5	6	246	4.21
VI	1	8	292	-17.13
	2	6	388	9.98
	3	6	96	-0.68
	4	6	193	-3.12
	5	6	370	-6.56

CIRCUITO	TRAMO	DIAM PULG.	LONG MT	CAUDAL LPS
VII	1	12	270	-60.79
	2	12	93	63.12
	3	4	398	4.44
	4	6	365	-4.64
	5	6	388	-9.98
VIII	1	10	108	47.55
	2	10	278	32.68
	3	6	156	13.52
	4	6	294	0.72
	5	4	398	-4.44
IX	1	4	460	0.31
	2	8	224	-16.58
	3	10	278	-32.68
	4	6	346	10.10
X	1	6	96	0.68
	2	6	365	4.64
	3	3	162	2.77
	4	3	333	0.79
	5	3	288	-2.44
XI	1	6	311	11.93
	2	4	260	0.28
	3	6	262	-10.80
	4	6	156	-13.52
	5	8	224	16.58
XII	1	6	360	6.51
	2	4	321	3.78
	3	4	263	-2.41
	4	4	113	-6.86
	5	4	260	-0.28
XIII	1	4	263	2.41
	2	3	161	1.66
	3	4	261	-1.29
	4	4	163	-4.45

CUADRO Nro. VIII.4  
PRESIONES Y CAUDALES EN LOS NUDOS

NUDO	CAUDAL DE SALIDA ( lps )	COTA DE TERRENO ( msnm )	LINEA DE GRADIENTE HIDRAULICA ( msnm )	PRESION ( msnm )
1	3.18	99.70	116.71	17.01
2	6.22	99.60	116.73	17.13
3	3.14	99.80	116.74	16.94
4	3.25	99.90	116.73	16.83
5	4.02	99.40	116.93	17.53
6	6.04	99.03	117.07	18.04
7	7.37	98.57	117.26	18.69
8	8.85	99.41	118.88	19.47
9	6.18	97.59	118.42	20.83
10	4.45	98.64	116.74	18.10
11	5.85	99.18	119.26	20.08
12	7.24	98.00	118.22	20.22
13	4.77	97.95	118.87	20.92
14	6.02	95.40	117.98	22.58
15	3.44	93.72	118.03	24.31
16	5.59	96.34	117.79	21.45
17	2.58	98.53	118.42	19.89
18	3.44	98.19	117.78	19.59
19	4.34	98.38	118.13	19.75
20	1.98	94.93	116.75	21.82
21	3.23	92.84	116.54	23.70
22	5.15	97.00	117.10	20.10
23	4.21	98.48	117.09	18.61
24	2.73	98.85	116.72	17.87
25	4.53	95.85	115.82	19.97
26	2.95	97.49	115.43	17.94
27	3.16	96.98	115.53	18.55
Reserv.	123.91	99.80	119.80	20.00

**a. Utilización del programa.**

**a.1 Ingreso de datos.**

Para la utilización del programa se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Del diseño de la red primaria de distribución el número de circuitos o mallas para nuestro caso es 13.

- El número máximo de tuberías por malla que para nuestro caso corresponde a la malla 3, es 7.

- El C de Hazen & Williams es constante y para tubería de PVC corresponde el valor de  $C=140 \sqrt{\text{pies/seg.}}$

- El programa solicita: TUB(i,j), donde el subíndice i corresponde al número de la malla y el subíndice j a la tubería correspondiente a dicha malla.

- El diámetro solicitado debe estar dado en pulgadas.

- La longitud ingresa en km.

- El caudal solicitado se debe dar en l/s.

- La tubería que tenga una malla anexa se ingresará el

número de esta malla, en caso contrario será un valor de 0.

- En las mallas en que el número de tuberías sea menor que el máximo se deberá ingresar un caudal  $Q=0$  ó  $L=0$  y el diámetro igual a la unidad, para evitar cualquier error en el proceso de corrido de dicho programa.

A continuación se muestra un ejemplo para el primer tramo del primer circuito.

```
# DE MALLAS? 13
#MAX. TUBxMALLA? 7
C HAZEN CTE (y/n)? y
C HAZEN= 140
TUB (1,1)
DIAM6
LONG0.360
CAUDAL=0.55
MALLA ANEXA0
```

#### 8.4 Prueba hidráulica y desinfección.

##### 8.4.1. Prueba hidráulica.

Se refiere únicamente a la verificación si el trabajo realizado durante la instalación, el manipuleo y el empalme de los tubos están perfectamente ejecutados.

Para lograr una buena prueba hidráulica se debe considerar los siguientes factores:

- 1) Adecuada preparación de las zanjas.
- 2) Perfecta instalación y montaje de tubería y accesorios.
- 3) Relleno y compactación correctas.
- 4) Purga de aire y llenado de agua perfectamente efectuados.

#### **8.4.2 Trabajos preliminares**

Los extremos de las líneas de tuberías en prueba deberán cerrarse con tapones especiales, previendo inmediatamente después de ello, la construcción de un bloque de anclaje cuyas dimensiones y calidad deberán ser ejecutadas de acuerdo a un diseño que garantice la hermeticidad del tapón y la resistencia a la presión que se registre durante la prueba.

La longitud de la línea a probar no debe exceder de los 400 m., recomendándose longitudes menores a medida que se instalen tubos de mayor diámetro.

En las partes altas de la línea de prueba, cambios de dirección y extremos cerrados, se deberá prever la colocación de una adecuada cantidad de elementos de purga de aire (niples con válvulas), los que permitirán la eliminación del aire que puede introducirse

accidentalmente, así como el que trae el agua en disolución.

#### **8.4.3 Inicio de la operación de prueba.**

Con las válvulas de purga abiertas, se procederá a llenar el agua siempre por la parte baja de la línea; la operación se hará lentamente con un caudal del orden de 1/20 ó 1/15 del normal previsto. Esta precaución es indispensable para dar tiempo al aire a acumularse en los puntos altos de la línea, para que finalmente pueda escapar a través de las válvulas instaladas.

#### **8.4.4. Prueba de presión hidráulica.**

La norma general para la presión de prueba es la de aplicar una presión igual a 1.5 veces la presión nominal o clase del tubo de PVC.

Excederse con el aumento de presión no mejora las condiciones de funcionamiento y sí en cambio puede dar lugar a sobrefatigas de los materiales constitutivos del sistema.

Al llegar a presiones de 50, 80, 100, 150, 200, 250 lbs/pulg<sup>2</sup> aproximadamente, deberá efectuarse purgas de aire, tanto en la bomba, como en los puntos donde hay válvulas para efectuarlas. Una vez que se llega a la presión



especificada, se dejará de bombear.

La presión de prueba debe mantenerse durante el tiempo necesario para observar y comprobar el trabajo eficiente de todas las partes de la instalación.

#### 8.4.5. Prueba de fugas.

El objeto de esta prueba es el de comprobar la impermeabilidad de la línea, incluyendo todas sus uniones y accesorios.

La norma general para la prueba de impermeabilidad es aplicar la presión máxima de servicio. La presión se debe mantener constante durante toda la prueba.

Se estima que la probable fuga en el tramo a prueba no debe exceder la cantidad especificada en la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N \cdot D \sqrt{P}}{410 \times 25}$$

Donde: F = Pérdida máxima tolerada en una hora, en litros.

D = Diámetro de la tubería en mm.

P = Presión de prueba en m. de agua.

N = Números de empalmes.

Para juzgar las pérdidas o escapes de la

instalación se puede usar la siguiente tabla, en la cual se dan pérdidas máximas permitidas, en litros, por una hora, de acuerdo al diámetro de tubería, en 100 empalmes.

V = Valores en litros para N=100 empalmes.

en 1 hora

DIAMETRO NOMINAL		PRESION DE PRUEBAS DE FUGAS			
mm	(pulg)	7.5 kg/cm <sup>2</sup> (75 PSI)	10 kg/cm <sup>2</sup> (100 PSI)	15.5 kg/cm <sup>2</sup> (225 PSI)	21 kg/cm <sup>2</sup> (300 PSI)
40	(1 ½")	3.30	4.00	4.85	5.65
50	(2)	4.20	5.00	6.05	7.10
65	(2 ½)	5.50	6.50	7.90	9.20
75	(3)	6.30	7.90	9.10	11.60
100	(4)	8.39	10.05	12.10	14.20
150	(6)	12.59	15.05	18.20	21.50
200	(8)	16.78	20.05	24.25	28.40
250	(10)	20.98	25.05	30.30	35.50
300	(12)	25.17	30.05	36.05	42.60

Los empalmes que muestren fugas de agua, deben desmontarse y hacerse de nuevo.

Durante la prueba de la tubería es importante comprobar la impermeabilidad de las uniones, para lo cual se deben dejar las uniones descubiertas.

La altura de relleno por encima de la tubería, en el momento de la prueba, no debe ser menor de 40 cm. por cada 10 atm. (10.33 kg/cm<sup>2</sup>) de presión de prueba. Para una prueba de 10 atm. el relleno inicial de 30 cm. se debe aumentar, entre las extremidades de los tubos hasta completar 40 cm.

Una vez hechas las reparaciones que indican las pruebas, éstas se deben repetir para dejar definitivamente comprobada la tubería y proceder a completar el relleno de la zanja. Es muy buena práctica rociar abundantemente con agua las últimas capas de material con lo cual se logra mejor compactación del material.

#### **8.4.6 Relleno y compactación de zanjas.**

El relleno debe seguir a la instalación de la tubería tan cerca como sea posible, así se disminuye el riesgo que la tubería sufra el impacto de piedras. Se elimina la posibilidad de inundaciones de la zanja y se evitan movimientos de la línea debido a derrumbes que pueden ocurrir.

Los fines esenciales de un buen relleno pueden resumirse así:

- 1) Proporcionar un lecho apropiado para la tubería y compactación.
- 2) Proporcionar por encima de la tubería una capa de material escogido que sirva de amortiguador al impacto de las cargas exteriores.

El Ingeniero Inspector debe supervisar cuidadosamente esta operación para evitar el simple empuje del material de excavación hacia la zanja.

#### **8.4.7 Ejecución del relleno y apisonado.**

Primero se debe formar el lecho o soporte de la tubería. El material usado debe ser "escogido" (libre de piedras grandes y de calidad adecuada). No usar tierra vegetal o de detrito.

El relleno y apisonado inicial comprende el material que se arroja en el fondo de la zanja y hasta una altura de 30 cm. por encima de la tubería.

El material para el relleno inicial debe extenderse en capas de 10 cm. de espesor, y apisonarse muy bien antes de echar la próxima capa. Recordar que el material debe quedar correctamente consolidado debajo de la tubería

y las uniones y entre la tubería y las paredes de la zanja.

Humedecer el material de relleno en la primera capa de 10 cm. para conseguir mejor consolidación.

#### **8.4.8 Tubería en pendiente.**

El relleno y apisonado de las zanjas en terrenos inclinados se debe ejecutar, con especial cuidado. Hasta tanto el terreno no se haya consolidado completamente, habrá una tendencia a que el agua subterránea, o fugas, corran a lo largo del material más suelto, lo cual puede ocasionar una falla en el soporte de la tubería. Para reducir esta posibilidad, el relleno de las zanjas en pendiente se debe hacer por capas de 10 cm. muy bien apisonadas, hasta llegar al nivel primitivo del terreno.

El anclaje en terrenos con pendientes pronunciadas es necesario en todos los casos, para evitar no sólo el deslizamiento del material, sino el peso de la tubería sobre sí misma.

#### **8.4.9 Desinfección.**

##### **8.4.9.1 Aspectos Generales.**

Todos los sistemas de abastecimiento de agua potable deben

ser limpiados, lavados a presión y desinfectados antes de entrar en operación.

La desinfección de tuberías que van a entrar en servicio por primera vez, o de tuberías contaminadas debido a reparaciones u otras causas, se lleva a cabo mediante cloración individual. Lo más conveniente es el cloro sólido, en forma de gránulos, o bien líquido, en una solución; el cloro gas no debe utilizarse para este propósito dado que existe el riesgo de accidentes.

En las operaciones de cloración individual, el método de tiempo de reacción es el más conveniente. Este puede aplicarse con diversas concentraciones de cloro y tiempos de reacción. La experiencia ha demostrado que una concentración de cloro de 50mg/l con un tiempo de reacción de 24 horas da buenos resultados. Si el sistema de abastecimiento de agua potable permite sacar del servicio a una tubería sólo por un período menor, la concentración de cloro debe aumentarse proporcionalmente para

compensar el menor tiempo de reacción. La penetración de la solución desinfectante en las secciones del sistema que están en funcionamiento deben, con seguridad, evitarse.

#### 8.4.9.2 Cálculo de la cantidad necesaria de cloro.

Debido a la pérdida de cloro activo cuando se utiliza hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio, las inexactitudes menores al calcular las cantidades de cloro no revisten importancia.

Para el cálculo de la cantidad de cloro se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Diámetro de la tubería (D), en mts.
- Longitud (L), en mts.

Por cada litro de contenido de la tubería deberán utilizarse 50 mg de cloro activo haciendo uso de la siguiente relación:

- Area de las sección transversal de la tubería ( $A_t$ ), en  $mt^2$ .

$$A_t = D^2 \times \pi / 4.$$

- Contenido de la tubería (V, en

mt3)

$$V = A_1 \times L$$

- La dosis de cloro (C) en gr. será:

$$C = V \times 50 \text{ mg/l.}$$

El cuadro siguiente proporciona las cantidades necesarias de cloro activo para diversos diámetros de tuberías, con una solución desinfectante de 50 ppm., y un metro de longitud de tubería.

Cuando se utiliza cloro ligado en forma sólida o líquida, hay que tener en cuenta el porcentaje de cloro activo al efectuar el cálculo.

Suponiendo que se utilice hipoclorito de sodio (porcentaje de cloro activo 150 mg/l), la cantidad de solución requerida se calcula como sigue:

$$\text{lt. de H de sodio} = (C \times 1000) / 150$$



DIAMETRO DE LA TUBERIA EN PULG	g Cl <sub>2</sub> POR UN METRO DE LONG. DE TUBERIA
3"	0.25
4"	0.39
6"	0.88
8"	1.57
10"	2.45
12"	3.53
14"	4.80
16"	6.30
20"	9.80
24"	14.10
28"	19.20
32"	25.10
36"	31.80
40"	39.30
48"	56.50

#### 8.4.9.3 Adición del desinfectante.

El desinfectante puede añadirse de diferentes maneras, según las

condiciones del caso.

Adición en forma de gránulos o de tabletas.

Si la tubería ha sido desaguada y existe una abertura, la cantidad de cloro calculada puede colocarse en la tubería en forma de tabletas o gránulos. Los mismos se disuelven lentamente en el agua que entra liberando así el cloro activo.

Si las tuberías que van a desinfectarse se llena por medio de una tubería a presión, la solución desinfectante se mide con ayuda de una válvula de control a través de un inyector, que corresponda al volumen de flujo registrado en el medidor de agua y a la escala del tanque que contiene la solución.

Si la solución desinfectante debe administrarse bajo presión en la tubería a desinfectar, se utiliza una bomba mecánica o manual.

En ambos casos, hay que asegurarse de que la tubería que se va a desinfectar esté bien ventilada por medio de una bocatomá u otra abertura. Esta abertura se utiliza para vaciar

el residuo de cloro una vez completado el proceso de desinfección (ver gráficos NQ VIII.1 y NQ VIII.2)

#### **8.4.9.4 Limpieza de las tuberías.**

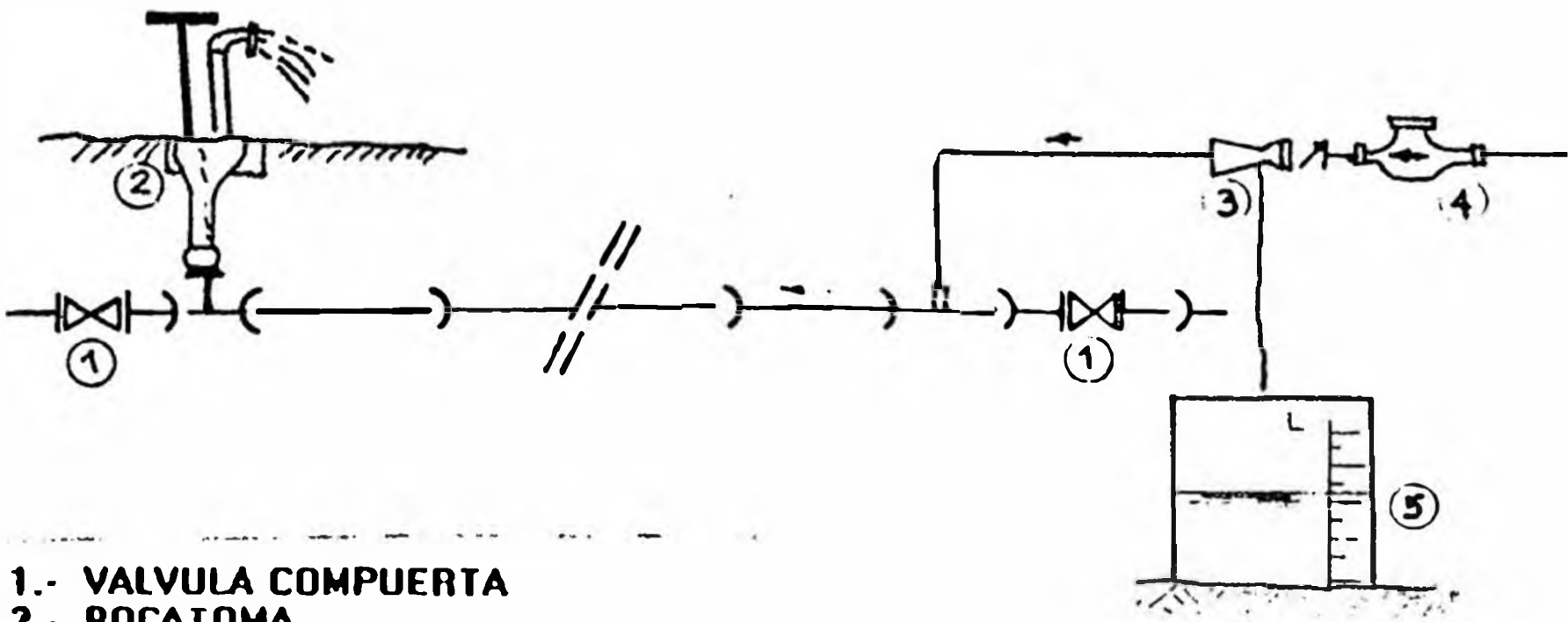
##### **a) Lavado de tuberías con presión.**

Las tuberías se lavan con presión para eliminar depósitos que puedan haberse acumulado y para eliminar el agua estancada de los extremos cerrados o de los tramos poco utilizados.

El lavado de tuberías con presión desempeña una parte importante en el mejoramiento de la eficacia de transporte de las tuberías y en la calidad del agua.

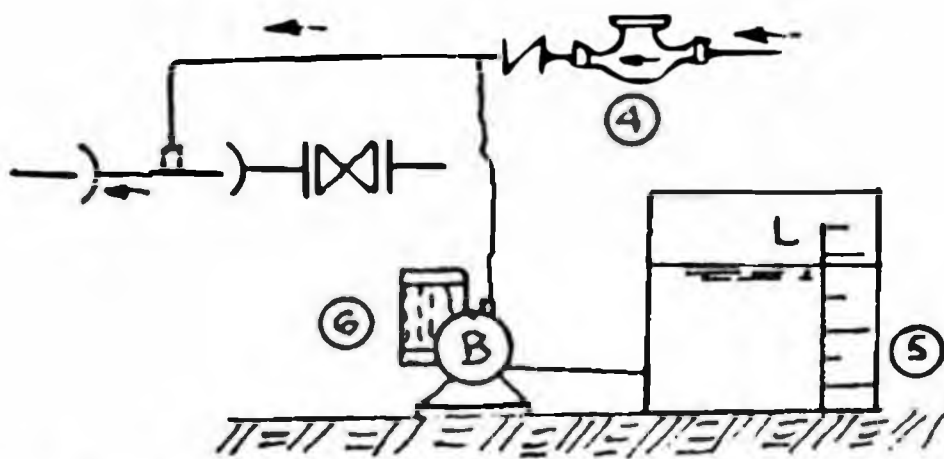
En términos más precisos, las operaciones de lavado de tuberías con presión se realizará por las siguientes razones:

- Para eliminar cualquier sustancia extraña.
- Para mejorar la calidad del agua en los extremos cerrados y en los tramos poco utilizados.



- 1.- VALVULA COMPUERTA
- 2.- BOCATOMA
- 3.- INYECTOR CON VALVULA DE CONTROL
- 4.- MEDIDOR DE AGUA
- 5.- TANQUE CON LA SOLUCION

**GRAFICO VIII.1**  
**ADICION DEL CLORO POR MEDIO DE UN INYECTOR**



- 4. MEDIDOR DE AGUA
- 5. TANQUE CON LA SOLUCION
- 6. BOMBA

**GRAFICO VIII.2**  
**ADICION DEL CLORO POR MEDIO DE UNA BOMBA**

- Después de la desinfección de las tuberías de las redes primarias, secundarias y antes de ponerlas en servicio.

**a.1 Lavado de tuberías con presión para eliminar sustancias extrañas.**

De acuerdo a las propiedades del agua se forman diferentes depósitos en las tuberías. Esto ocurre especialmente en las tuberías para aguas crudas o en donde se mezclan aguas diferentes. Estos sedimentos pueden eliminarse lavando las tuberías con presión a intervalos regulares. La frecuencia y duración de estas operaciones deben determinarse en cada caso según la extensión y adición de los elementos. Generalmente el lavado continua hasta que el agua fluye clara por el orificio de salida de la válvula de purga de la red de distribución.

Los sedimentos se aflojan y las partículas se eliminan

aumentando al máximo la velocidad de flujo de agua que se inyecta.

La utilización de este método de purga para limpiar tuberías está limitada por la disponibilidad de las cantidades de agua necesarias, por la oportunidad de descargar estas aguas adecuadamente y por la presión de agua disponible.

El siguiente cuadro señala los volúmenes de agua en relación aproximada a los diámetros de las tuberías, a una velocidad de flujo necesaria (aprox. 1.5 mt/s) y una rugosidad de la tubería  $K_j=0.4$ .

DIAMETRO (pulgadas)	VOLUMEN DE FLUJO	
	l/s	mt <sup>3</sup> /h
4"	12	43.2
6"	26	93.6
8"	41	147.6
10"	72	259.2
12"	105	378.0

Las válvulas de interrupción deben utilizarse para evitar que entre agua sucia de la sección que está limpiándose en otras secciones del sistema que no están en funcionamiento.

**a.2 Lavado con presión de tramos poco utilizados.**

Es el caso particularmente de los extremos cerrados de donde debe eliminarse el agua "estancada". Aquí, la velocidad del flujo del agua de inyección no necesita ser muy alta, puesto que el objetivo consiste sólo en cambiar el agua de la tubería. La operación del lavado se completa cuando fluye agua clara y limpia desde el punto de extracción.

**a.3 Lavado con presión después de la desinfección.**

En esta operación es necesario eliminar el cloro residual que hay en las tuberías. La velocidad del agua puede ser

## **CAPITULO IX**

### **SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA EL PROYECTO INTEGRAL**

#### **9.1 Introducción.**

El abastecimiento de agua potable es la solución prioritaria que se da en el proceso de saneamiento y que se complementa con el estudio y ejecución del sistema de alcantarillado integral, con el propósito de que las aguas residuales sean evacuadas en forma segura para evitar que la gran cantidad de materia orgánica putrescible y microorganismos patógenos contenidos en ella, se conviertan en focos de infección y propagación de enfermedades.

El sistema de alcantarillado integral para la Zona Alta de Paita estará diseñado para cumplir tal propósito, recogiendo todas las aguas servidas por medio de colectores primarios, secundarios, emisores, cámara de bombeo, línea de impulsión y su disposición final a un sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización, alejándolas de una manera segura de la población con lo que se aparta de ella un peligro



potencial de contaminación.

La capacidad de diseño del sistema de alcantarillado separativo corresponde a los máximos de las descargas domésticas, infiltraciones, aguas de lluvia que ingresen por las cámaras de inspección y las conexiones prediales.

## 9.2 Consideraciones generales en la producción de aguas servidas.

Las aguas servidas se producen por:

Servicio de uso doméstico, establecimientos comerciales, aguas de lluvia, aguas de infiltración, lavado de calles, etc.

La cantidad de aguas servidas depende de la cobertura del servicio, crecimiento poblacional, consumo de agua, continuidad del servicio, los hábitos de usos, las pérdidas de masa de agua públicas e intradomiciliarias, etc.

## 9.3 Descripción del sistema existente.

La descripción del sistema existente de alcantarillado en la zona alta se vió en el capítulo III, la cual en forma resumida es la siguiente:

Los sistemas existentes de alcantarillado en la zona alta de la ciudad de Paíta y que se encuentran en servicio son las habilitaciones de ENACE denominadas Isabel Barreto I y II con 1,132 conexiones domiciliarias no habitadas a la fecha en un 100%; y

una infraestructura instalada que no se encuentra en servicio, la de la Urbanización Sol y Mar con 220 conexiones domiciliarias.

Dichos subsistemas son:

### **9.3.1 Isabel Barreto I.**

#### **9.3.1.1 Colectores secundarios.**

La habilitación ENACE denominada ISABEL BARRETO I, consta de una cobertura de 358 conexiones domiciliarias, con 2,590 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

#### **9.3.1.2 Colectores primarios.**

Esta infraestructura instalada tiene una longitud de 1,134 metros lineales de tubería de  $\phi 10''$  de diámetro de C.S.N.

#### **9.3.1.3 Emisor.**

El colector primario termina en el buzón N<sup>o</sup>117, donde se inicia el emisor con una longitud de 489 metros lineales de  $\phi 14''$  de C.R., el mismo que llega a la cámara existente N°4 de ENACE.

### **9.3.2 Isabel Barreto II.**

#### **9.3.2.1 Colectores secundarios.**

La habilitación ENACE denominada Isabel Barreto II, consta de una cobertura de 774 conexiones domiciliarias, con 5,258 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

#### **9.3.2.2 Colectores primarios.**

Esta infraestructura instalada tiene una longitud de 130 metros lineales de tubería de  $\phi 10''$  de C.S.N.

#### **9.3.2.3 Emisor.**

El colector primario termina en el buzón N°86, donde se inicia el emisor con una longitud de 1,218 metros lineales de  $\phi 10''$  de C.S.N., el mismo que llega a la cámara existente N°4 de ENACE.

### **9.3.3 Urbanización Sol y Mar.**

Esta infraestructura sanitaria de alcantarillado está ejecutada para atender a 220 conexiones domiciliarias, y en el futuro la evacuación de sus aguas residuales se prevee empalmar al buzón número 1 de Enace Isabel Barreto I.

#### **9.3.3.1 Colectores secundarios.**

La urbanización SOL y MAR, consta de una cobertura de 220 conexiones domiciliarias, con 2,808 metros lineales de tubería de C.S.N. de  $\phi 8''$ .

#### **9.3.3.2 Cámara de bombeo.**

Las habilitaciones ENACE (ISABEL BARRETO I y II), evacúan a través de sus emisores los caudales de aguas residuales hacia la cámara existente N<sup>o</sup>4, la cual se describe a continuación:

**Cámara de Bombeo N<sup>o</sup>4 (ENACE) .-** Es una cámara de sección circular tipo Caisson con cámara seca y cámara húmeda independientes. Esta equipada con 3 electrobombas centrífugas verticales tipo Hidrostral con capacidad de bombeo de 50 lps. cada una, las cuales actualmente captan y evacúan las aguas residuales de las habilitaciones urbanas de ENACE I y II, a través de una línea de impulsión de  $\phi 10''$ , hacia las lagunas de estabilización, ubicadas en la zona alta de Paíta frente a la villa Naval

(ver plano NQIX.1).

Los sistemas existentes antes mencionados están integrados al proyecto y se muestran en el plano NQXIII.3 de la red general de colectores.

#### 9.4 Conceptos generales en el diseño del sistema de alcantarillado.

##### 9.4.1 Alcantarillado de servicio local (Colectores secundarios).

Constituido por tuberías que reciben conexiones prediales; el diámetro mínimo por exigencias reglamentarias será de 8" y el máximo de 10", como podrá observarse en los planos correspondientes; estos diámetros de tubería garantizan holgadamente la evacuación o conducción de las aguas servidas de las áreas de influencia correspondiente a cada caso, ya que incluso con las pendientes mínimas utilizadas de 5% y 2.2% la capacidad de conducción es 19.71 y 24.17 lps respectivamente.

Las fórmulas de diseño o comprobación de la capacidad de conducción son las de Ganguillet y Kutter con flujo a 3/4 de sección con  $n = 0.013$  para tubería de concreto tanto para el alcantarillado de servicio local como para colectores.

Se admitirán conexiones prediales

únicamente hasta en colectores de 400 mm. de diámetro ( $\phi 16''$ ), con un mínimo de 200 mm ( $\phi 8''$ ).

A los respectivos colectores secundarios se empalman las conexiones domiciliarias correspondientes cuyo diámetro mínimo se ha considerado  $\phi 6''$ .

#### 9.4.2 Colectores Primarios.

Son los constituidos por tuberías que reciben los desagües de las áreas servidas por el alcantarillado de servicio local; el presente proyecto contempla, de acuerdo a las áreas de influencia incluyendo la integración de áreas futuras, dos colectores de  $\phi 12''$  y  $\phi 14''$  con pendientes mínimas de 2.5% y 2% que garantizan una capacidad de conducción de 42.6 y 58.2 lps. respectivamente, lo que significa una capacidad instalada total de 100.8 lps., frente a una exigencia de 99.11 lps. del caudal de contribución al sistema de alcantarillado (caudal hora máxima).

La tubería a utilizarse será de concreto armado.

#### 9.4.3 Cámaras o Buzones de Inspección.

Se han considerado la instalación de cámaras o buzones de inspección con espaciamientos menores a 100 mt, con

profundidad mínima de 1.20 mt y diámetro interior también de 1.20 mt. El diseño típico de su construcción se muestra en el plano NQXIII.25.

#### **9.4.4 Cámara de bombeo de aguas residuales.**

Dando cumplimiento a Normas y dispositivos vigentes de preservación de la salud Pública y de los recursos naturales, las aguas servidas de las áreas contempladas en el presente proyecto, se recolectarán en una cámara de bombeo desde donde, mediante un sistema de equipos electromecánicas se evacuarán hacia las lagunas de estabilización existentes las mismas que están constituidas por 12 unidades o módulos (6 primarias y 6 secundarias) donde se dará el tratamiento correspondiente con la posibilidad del reuso de estas aguas para forestación de las áreas o riego para cultivos en las zonas adyacentes a dichas lagunas.

#### **9.4.5 Emisores.**

Serán los constituidos por las líneas conductoras de las aguas servidas provenientes de los colectores primarios. En el presente estudio se contempla que los emisores existentes serán los que evacuarán finalmente las aguas servidas hacia la cámara de bombeo

existente, y desde allí serán impulsadas a un sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización hasta su disposición final o su reuso.

#### **9.4.6 Disposición final de las aguas residuales.**

De la cámara de bombeo N<sup>o</sup>4 las aguas residuales serán bombeados mediante una línea de impulsión de diámetro 12", que pasando por el A.A.H.H. El Tablazo, conduce las aguas residuales a las lagunas de estabilización ubicadas en Tierra Colorada.

#### **9.5 Descripción del sistema proyectado.**

El sistema de alcantarillado comprende redes primarias, secundarias, 3,300 conexiones domiciliarias y 309 buzones.

Todo el sistema existente y proyectado funcionará por gravedad hasta la cámara de bombeo construida por Enace en el año 1992 (ver fotog. N<sup>o</sup>III.31 y N<sup>o</sup> III.32) y plano N<sup>o</sup> IX.1, ubicada entre los A.A.H.H. Ramiro Prialé y Hermanos Cárcamo con capacidad de recepción de un volumen útil de 24 mt<sup>3</sup>. y un caudal de ingreso proyectado de 90 lps. según datos tomados del replanteo de la obra. Con esta capacidad instalada se estaría dando servicio a 21,836 habitantes en la actualidad, pero para el período de diseño del presente estudio la población futura será



de 33,038 habitantes en la zona alta de Paita por lo que en este capítulo se presentará un rediseño de la capacidad de bombeo futura, planteando en el estudio la ejecución de una nueva línea de impulsión y acondicionamiento de la cámara de bombeo existente para su nuevo volumen útil de diseño.

## **9.6 Diseño del sistema de alcantarillado.**

En el presente estudio se considera en el diseño colectores primarios y colectores secundarios que se integrarán al sistema de alcantarillado existente como son emisores, cámara de bombeo y línea de impulsión.

### **9.6.1 Consideraciones de diseño.**

En el diseño de los sistemas de alcantarillado, un requerimiento primario es el conocimiento completo de aquellos principios de hidráulica que se aplica a flujos de líquidos en conductos cerrados.

Aunque las aguas residuales puedan contener más de 2000 partes por millón de material sólido, ello obedece a las mismas leyes de flujos como aguas y las mismas fórmulas generales son usadas en el flujo de ambos líquidos.

### 9.6.2 Densidades.

Actualmente se cuenta con una población de 21,836 habitantes según último censo (Julio 1993) y 4,127 lotes de vivienda, lo que arroja como resultado:

$De = 21,836/4,127 = 5.3 \text{ Hab/lote}$ , en la zona de estudio.

El área existente y las expansiones urbanas consideradas poseen una extensión de 205.91 Há. para una población futura o de diseño de 33,038 habitantes, obteniéndose una densidad de 160 Hab/Há.

### 9.6.3 Crecimiento Poblacional.

De acuerdo a los métodos utilizados en el capítulo IV elegimos la curva de crecimiento poblacional mediante el método de Incrementos Variables, la cual denominamos curva C. Estos resultados de crecimiento poblacional se fundamentaron en los censos efectuados en los años 1940, 1961, 1972 y 1981; lo que nos permitió que para el período de diseño determinado proyectáramos la población futura para los cálculos correspondientes de los sistemas proyectado de agua potable y alcantarillado.

Para el año de diseño 2,010 se proyecta un crecimiento poblacional de 33,038 hab.

(población en la Zona Alta de Paita).

#### 9.6.4 Población servida de alcantarillado.

En la actualidad sólo cuentan con servicio de alcantarillado las habilitaciones urbanas de Enace I y II que corresponde a 1,132 lotes lo que representa un porcentaje de un 27% de la población total actual en la zona alta.

La población a servir en el presente estudio es la correspondiente al 100% de la población existente en las actuales condiciones.

#### 9.6.5 Porcentaje de contribución de agua al desagüe.

Se ha adoptado que el 80% del caudal de agua potable consumida ingresará al sistema de alcantarillado y, para los resultados de la capacidad del proyecto de dicho sistema, el porcentaje anterior se aplicará al caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria de agua potable ( $Q_{gh}$ ).

#### 9.6.6 Variaciones de consumo.

Para las variaciones de consumo se han considerado las siguientes relaciones con respecto al promedio anual de la demanda:

a) Máximo anual de la demanda diaria

$(K_{lad}) : 1.3$

b) Máximo anual de la demanda horaria  
( $K_{2bh}$ ) : 1.8

Considerado para una población mayor  
de 10,000 habitantes.

#### 9.6.7 Caudales de diseño.

Visto en el cap. IV en base a los  
siguientes datos:

Pob.: 33,038 hab.

Dotación: 180 lt/hab/día.

$K_{1nd}$  : 1.3

$K_{2bh}$  : 1.8

Tenemos los siguientes caudales de diseño:

Caudal Promedio ( $Q_p$ ) = 68.83 lps;

Caudal Máximo Diario ( $Q_{nd}$ ) = 89.48 lps;

Caudal Máximo Horario ( $Q_{bh}$ ) = 123.89 lps.

##### 9.6.7.1 Caudal de infiltración.

Dado que no se cuenta con  
información pluvial ni con datos de  
aforos de los colectores existentes,  
es que consideramos que en las  
investigaciones recientemente  
realizadas se presentaron resultados  
bastante confiables sobre cuáles son  
las probables contribuciones por  
infiltración, en función de las  
características del suelo y de los

materiales empleados en las uniones de las tuberías. Consideramos utilizar el siguiente valor para las tasas de infiltración, en este caso a los colectores situados encima del nivel de agua:

$$Q_i = (0.10 \text{ lps/km}) \times L$$

Donde :  $Q_i$  = Caudal de infiltración (lps).

$L$  = Long. total de colectores (km).

Reemplazando:  $Q_i = 0.10 \times 22 = 2.2 \text{ lps}$

#### **9.6.7.2 Caudal de contribución al desagüe.**

El caudal de contribución será el 80% del caudal máximo horario como sigue:

$$Q_{\text{hc}} = 0.80 \times 123.89 \text{ lps.} = 99.11 \text{ lps.}$$

#### **9.6.8 Número de habitantes por conexión.**

Consideramos 6 hab/viv. de acuerdo a lo calculado en el punto 9.5.1.

#### **9.6.9 Conexiones domiciliarias de alcantarillado.**

Se instalarán 3,300 conexiones domiciliarias, cuya instalación típica se muestra en el plano NQ XIII.24.

## 9.6.10 Cálculo hidráulico.

### 9.6.10.1 Consideraciones para la metodología del Cálculo Hidráulico.

#### a) Fórmulas de diseño.

Las fórmulas que se aplicarán para el cálculo hidráulico son las de Ganguillet y Kutter y Manning; en ambos casos, tomaremos el coeficiente  $n = 0.013$ ; así como la fórmula de Chezy y otras relaciones hidráulicas que detallamos:

#### - Fórmula de Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{0.000155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left( 23 + \frac{0.000155}{S} \right) \left( \frac{n}{\sqrt{R}} \right)}$$

Donde :

C : Coeficiente de rugosidad.

n : 0.013 ( coeficiente de rugosidad)

s : pendiente

Rh : radio hidráulico

Rh : Area mojada/ perímetro mojado

D : Diámetro de la tubería.

#### - Fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde :

V : velocidad en mt/seg.

n = 0.013

R : radio hidráulico en mt.

S : gradiente en  $\text{seg.}^{-1}$

- Fórmula de Chezy:

$$V = C \sqrt{RS}$$

Donde :

V : Velocidad del flujo (mt/s).

C : coeficiente de Chezy depende de rugosidad del conducto.

R : radio hidráulico (mt).

s : pendiente (mt/mt).

**b) Relaciones hidráulicas.**

$$Q = VA$$

Donde:

Q : caudal en  $\text{mt}^3/\text{seg.}$

V : velocidad en  $\text{mt.}/\text{seg.}$

A : Area en  $\text{mt.}^2$ .

En una sección circular (tubería) se dan las siguientes relaciones:

a.- Tirante de agua (Y) mayor que el radio:

$$A_m = \frac{(\Theta - \text{SEN } \Theta) r^{1/2}}{2}$$

$$P_m = r \Theta$$

$$R_h = (1 - \text{SEN } \Theta / \Theta) r^{1/2}$$

Donde :

$A_m$  = Area mojada

$P_m$  = Perímetro mojado

$R_h$  = Radio hidráulico =  $A_m / P_m$

$\Theta$  : ángulo circ. para  $Y > r$  (Y tirante de agua)

$r$  : radio de la sección circular

Para los cálculos se tendrá en cuenta:

$$V = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (1)$$

$$V = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots \dots \dots (2)$$

Iguando la ecuación (1) con la (2).

$$Y = r \left[ \text{COS} \left( 180 - \frac{\Theta}{2} \right) + 1 \right]$$

Donde:  $Y$  = tirante de agua.



b.- Tirante de agua (Y) menor que el radio:

$$A_m = \frac{(\Theta - \text{SEN } \Theta) r^{3/2}}{2}$$

$$P_m = r \Theta$$

$$R_h = \left(1 - \frac{\text{SEN } \Theta}{\Theta}\right) r^{1/2}$$

Donde :

$A_m$  = Area mojada

$P_m$  = Perímetro mojado

$R_h$  = Radio hidráulico =  $A_m/P_m$

$\Theta$  : ángulo circ. para  $Y > r$  (Y tirante de agua)

$r$  : radio de la sección circular

Para los cálculos se tendrá en cuenta:

$$V = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (1)$$

$$V = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots \dots \dots (2)$$

Iguando la ecuación (1) con la (2).

$$Y = r \left[ 1 - \frac{\text{COS } \Theta}{2} \right]$$

Donde: Y = tirante de agua.

**c) Capacidad del sistema.**

La capacidad del sistema se calculará de acuerdo a la consideración que el 80% del caudal de agua potable consumida es la que ingresa al sistema de alcantarillado; y para efectos de la capacidad de diseño de dicho sistema, el porcentaje anterior se aplicará al caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria de agua potable, es decir:

$$Q_{\text{cont}} = 80\% Q_{\text{ah}}$$

**d) Altura del tirante.**

El dimensionamiento del sistema de alcantarillado se hará para la conducción de los caudales máximos con una altura de flujo o tirante de agua correspondiente al 75% del diámetro de las tuberías, es decir:

$$Y \text{ (tirante de agua)} \leq 75\%D$$

**e) Velocidad mínima en los colectores.**

Los colectores para llevar solamente desagües domésticos se diseñarán generalmente tal que la

velocidad de flujo correspondiente a la máxima descarga estimada será al menos de 0.60 mt./seg.; sin embargo, bajo condiciones excepcionales una velocidad tan baja como 0.45 mt. /seg. puede ser permitido.

Una velocidad cerca de 0.90mt/seg es preferible y sería provista donde el colector puede ser colocado en la pendiente necesaria sin costos excesivos.

La experiencia ha demostrado que con velocidades menores que 0.45 mt./seg. ó 0.60 mt./seg. para el máximo caudal, la deposición de lodos y entupimientos del conducto son propensas a ocurrir.

A veces colectores combinados con aguas de tormenta llevan en suspensión materiales y arena, arcilla, grava y otros materiales arrastrados por aguas de lluvia. Este material tiene una gravedad específica muy grande que los sólidos suspendidos en los desagües domésticos y tiende a sedimentar más fácilmente. Por lo tanto, en colectores combinados una velocidad mínima de 0.90 mt/seg, bajo

condiciones de descarga máxima es considerada necesaria para retener el material sólido en suspensión y así prevenir deposición.

f) Velocidad máxima en los colectores.

La velocidad de flujo en cualquier colector estaría generalmente limitada a cerca de 3.00 mt./seg.

En un colector sanitario, una velocidad mayor que 3.00 mt./seg. no tendrá especial desventaja. Sin embargo, si la velocidad en un colector de agua de lluvia o un colector combinado es demasiado alta, el material mineral llevado en suspensión por el agua puede erosionar el fondo o parte del colector, especialmente donde el fondo es acabado de concreto o ladrillo. Porque de las grandes fluctuaciones en flujo en un colector combinado o de agua de lluvia y la consecuente variación del ancho en el radio hidráulico y la velocidad, en algunas veces dificultadas por construcción tal como un colector que permite la velocidad

en límites deseables bajo todas las condiciones de flujo. La cantidad y clase de material conducidos dentro de los colectores por aguas de lluvia y el costo de construcción de colectores, en la cual las velocidades serán satisfactorias en todo tiempo, puede ser factor importante en el diseño de un sistema de alcantarillado.

**g) Pendiente de arranque.**

Los 300 mt. iniciales de las líneas de alcantarillado, se diseñarán con una pendiente mínima de 1% ó 10%. en lo posible.

**h) Pendientes mínimas.**

Las pendientes mínimas de diseño, de acuerdo a los diámetros y para las condiciones de tubo lleno serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.60 mt./seg.

**i) Buzones de inspección.**

Se instalarán buzones de inspección en los encuentros de tuberías, en los cambios de dirección,

de diámetros y de pendientes.

Su profundidad mínima será de 1.20 mt.

El diámetro interior será de 1.20 mt., para tuberías hasta de  $\phi 32''$  y 1.80 mt., para tuberías hasta  $\phi 48''$  de diámetro. Para tuberías de diámetro mayor, los buzones de inspección serán de diseño especial. En los casos de cambios de dirección de tuberías superiores a  $\phi 48''$  el cambio de dirección se hará en curva o en dos buzones de inspección.

El espaciamiento máximo entre buzones de inspección podrá ser hasta de 120 mt, en tuberías de  $\phi 24''$  a menores.

Para tuberías con diámetros superiores el espaciamiento podrá aumentarse hasta su máximo de 250 mt.

En los buzones de inspección de más de 2.00 mt, de profundidad podrán aceptarse tuberías que no lleguen a nivel de fondo, siempre y cuando su cota de llegada sea de 0.50 mt, a más sobre el fondo del buzón de inspección.

Para estos casos, cuando la caída

sea mayor de 1.00 mt., se emplearán dispositivos especiales.

En los casos de colectores primarios y emisores, el diseño de la caída deberá estar basada en un estudio hidráulico de flujo.

En los cambios de diámetro, las tuberías en los buzones de inspección deberán coincidir, en la clave cuando el cambio sea a mayor diámetro, y en sus fondos, cuando el cambio sea a menor diámetro.

**j) Ubicación del Alcantarillado.**

El alcantarillado de servicio local se proyectará a una profundidad tal que asegure satisfacer la más desfavorable de las condiciones siguientes:

- Un relleno mínimo de 1.00 mt., sobre la superficie exterior o clave del tubo.
- Que permita drenar todos los lotes que dan frente a la calle, considerando que, por lo menos, los 2/3 partes de cada uno de ellos, en profundidad, pueda descargar por gravedad, partiendo

de 0.30 mt., por debajo del nivel del terreno y con una línea de conexión al sistema de alcantarillado de 15%, de pendiente mínima.

- En los casos en que la inclinación del terreno obligara a profundizar exageradamente el sistema de alcantarillado para cumplir con el dispositivo anterior, se permitirá el drenaje para los lotes de la parte baja, a través de los lotes vecinos.

- En las calles hasta de 20.00 mt., de ancho se proyectará una línea de alcantarillado en el eje de la calle.

En las calles de más de 20.00 mt., de ancho se proyectará líneas de alcantarillado a cada lado de la calzada, salvo el caso de que el reducido número de conexiones prediales justifique una sola tubería.

- En los casos en que no sea posible instalar la línea de alcantarillado en el eje de las calles, se proyectarán en la



parte más baja del perfil transversal de las calles a una distancia mínima de 1.00 mt., del borde de la acera y no menor de 2.00 mt., de la línea de propiedad.

- En los casos de colectores de  $\phi 24"$  o más se podrá proyectar la instalación de ellos en alineamientos curvos, siempre y cuando la deflexión en cada tubo no afecte la seguridad y hermeticidad de la unión correspondiente. Debe entenderse que esta posibilidad no es aplicable a cambios bruscos de dirección.

#### **9.6.10.2 Información básica para el cálculo hidráulico.**

Para la elaboración del cálculo hidráulico se cuenta con la siguiente información:

- a.- Plano de levantamiento topográfico a escala 1/2,000, con curvas a nivel de la zona materia del proyecto.
- b.- Plano de manzaneo y lotización de

la ciudad a escala 1/2,000.

c.- Trazo del sistema de alcantarillado en el plano de lotización, manzaneo, curvas a nivel a escala 1/2,000.

d.- Planta general de colectores a escala 1/2,000.

e.- Diagrama de flujos.

f.- Perfiles longitudinales a escalas:

Horizontal : 1/2,000

Vertical : 1/50

De la presente información se tomarán para el llenado del cuadro del cálculo hidráulico los siguientes datos:

- Nombre de calles.
- Numeración enumerada en forma creciente de buzones.
- Cotas : de tapa y cota de fondo de buzón.
- Diferencia de cotas.
- Longitudes entre buzones en mt.
- Pendiente del terreno en mt/km.
- Coeficiente de descarga en lt/s/mt
- Caudal aguas arriba en lps.
- Contribuciones de los tramos.

- Caudal aguas abajo.

A continuación se presentan los cuadros del cálculo hidráulico, y para la determinación de los diámetros, velocidades y tirantes de agua en los colectores se ha utilizado un programa de computación el cual se presenta en la página N°402 que ha permitido obtener los valores requeridos en una forma rápida. Este programa ha sido corrido en una computadora PC 80386 en lenguaje QBASIC.

**PROGRAMA DE COMPUTACION PARA EL  
CALCULO HIDRAULICO  
EN LENGUAJE QBASIC**

```

1  REM "PROGRAMA CALCULO HIDRAULICO - ALCANTARILLADO"
10  CLS
20  IT = 10: N = .013: PI = 3.1416
30  INPUT "CAUDAL DISENO(LPS): "; Q: Q = Q / 1000
40  INPUT "DIAMETRO(PULG):"; D: D = D * .0254
50  INPUT "PENDIENTE(M/KM): "; S: S = S / 1000
60  K = Q * N / S ^ .5
70  A0 = PI * D * D / 4
80  P0 = PI * D
90  R0 = A0 / P0
100 Q0 = A0 * (R0 ^ (2 / 3)) * S ^ .5 / N
110 V0 = Q0 / A0
120 PRINT "CAUDAL TUBO LLENO (LPS): "; Q0 * 1000
130 PRINT "VELOCIDAD TUBO LLENO (M/S): "; V0
140 IF Q > Q0 THEN 380
150 RQ = Q / Q0
160 IF RQ < .5 THEN TETA = 0 ELSE TETA = 180
170 TETA = TETA + IT
180 QC = 0
190 WHILE ABS((Q - QC) * 1000) > .001
200 AC = D * (D / 4) * (PI * TETA / 360 - SIN(TETA *
    PI / 180) / 2)
210 PC = PI * D * TETA / 360
220 RC = AC / PC
230 QC = AC * (RC ^ (2 / 3)) * S ^ .5 / N
290 IF Q > QC THEN TETA = TETA + IT ELSE M = IT: IT =
    IT / 10: TETA = TETA - M + IT
300 WEND
310 V = QC / AC: TIRANTE = D / 2 * (1 - COS(TETA * PI
    / 180 / 2))
320 PRINT "DIAMETRO:"; D / .0254; "PULG"; D; "M"
330 PRINT "CAUDAL TUBO LLENO (LPS):"; Q0 * 1000
340 PRINT "VELOC. TUBO LLENO (M/S):"; V0
345 PRINT "CAUDAL DISENO(LPS): "; Q * 1000
347 PRINT "PENDIENTE (M/KM): "; S * 1000
350 PRINT "TIRANTE (MT): "; TIRANTE
360 PRINT "TIRANTE/DIAM (%): "; TIRANTE / D * 100
370 PRINT "VELOC. DISENO (M/S): "; V: GOTO 400
380 PRINT "INCREMENTE DIAMETRO Y/O PENDIENTE"
400 INPUT "DESEA CONTINUAR (1/0) "; L:
410 IF L = 1 GOTO 10
420 END

```

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(palg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
AV. TÑTE PALACIOS	1	2	100.32	100.16	0.16	89.10	1.80	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.65	99.10	98.21
AV. TÑTE PALACIOS	2	3	100.16	100.10	0.06	55.00	1.09	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	10.0	11.69	98.84	98.29
AV. TÑTE PALACIOS	3	4	100.10	100.05	0.05	84.30	0.59	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.34	10.0	14.33	98.79	97.95
AV. TÑTE PALACIOS	4	5	100.05	99.38	0.67	81.00	8.27	0.00402	0.00	0.33	0.33	8	0.33	0.34	10.0	14.06	98.83	98.02
AV. TÑTE PALACIOS	5	6	99.38	99.56	-0.18	52.30	-3.44	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.44	98.29	97.77
AV. TÑTE PALACIOS	6	7	99.56	100.00	-0.44	102.30	-4.30	0.00402	0.48	0.41	0.89	8	0.89	0.33	4.0	28.11	97.77	97.37
CALLE D-2	50	6	99.65	99.56	0.09	68.20	1.32	0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27	0.32	10.0	12.87	98.45	97.77
AV. TÑTE PALACIOS	7	8	100.00	100.20	-0.20	104.70	-1.91	0.00402	0.89	0.42	1.32	8	1.32	0.37	4.0	34.03	97.37	96.95
AV. TÑTE PALACIOS	9	8	99.98	100.20	-0.22	52.80	-4.17	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.38	21.0	9.56	98.77	97.66
AV. A	9	10	99.98	99.53	0.45	54.60	8.24	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	10.1	11.64	98.77	98.22
CALLE 1	10 A	10	100.21	99.53	0.68	61.00	11.15	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	10.0	12.11	98.91	98.30
AV. A	10	11 A	99.53	98.57	0.96	42.20	22.75	0.00402	0.46	0.17	0.63	8	0.63	0.42	10.9	18.75	97.61	97.15
AV. A	11 A	11	98.57	98.64	-0.07	6.70	-10.45	0.00402	1.43	0.03	1.46	8	1.46	0.40	4.5	34.68	97.15	97.12
O2-N2	38	37	100.19	100.09	0.10	73.00	1.37	0.00402	0.00	0.29	0.29	8	0.29	0.32	10.0	13.30	98.85	98.12
O2-N2	37	36	100.09	100.28	-0.19	76.10	-2.50	0.00402	0.29	0.31	0.60	8	0.60	0.40	10.0	18.70	98.12	97.36
O2-N2	36	11 A	100.28	98.57	1.71	49.20	34.76	0.00402	0.60	0.20	0.80	8	0.80	0.33	4.3	26.24	97.36	97.15

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

HOJA Nro. 2

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP.DE	LONGITUD	PENDIEM.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS		TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT.SUP.	EXT.INF.
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
AV. A	11	17	98.64	99.43	-0.79	299.35	-2.64	0.00402	1.46	1.20	2.66	8	2.66	0.54	6.4	42.79	97.12	95.21
R2-T2	90	17	100.23	99.43	0.80	103.00	7.77	0.00402	0.00	0.41	0.41	8	0.41	0.36	10.0	15.58	98.95	97.92
AV. 28 DE JULIO	17	18	99.43	99.96	-0.53	54.10	-9.80	0.00402	3.07	0.22	3.29	8	3.29	0.52	5.0	50.62	95.21	94.94
AV. 28 DE JULIO	18	20	99.96	100.11	-0.15	128.20	-1.17	0.00402	0.00	0.51	0.51	8	0.51	0.39	10.4	17.15	98.76	97.43
AV. 28 DE JULIO	21	20	99.86	100.11	-0.25	36.00	-6.94	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.32	18.3	8.22	98.66	98.00
AV. 28 DE JULIO	21	24	99.86	99.76	0.10	112.25	0.89	0.00402	0.00	0.45	0.45	8	0.45	0.46	19.3	14.01	98.66	96.49
AV. 28 DE JULIO-	24	153	99.76	98.83	0.93	452.60	2.05	0.00402	1.42	1.82	3.23	8	3.23	0.63	8.6	43.79	96.49	92.58
Y'	25 A	27 A	98.90	99.21	-0.31	84.00	-3.69	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.34	10.0	14.33	97.67	96.83
	27 A	24	99.21	99.76	-0.55	24.50	-22.45	0.00402	0.87	0.10	0.97	8	0.97	0.37	5.3	27.38	96.62	96.49
D-C	65	64	100.47	100.59	-0.12	53.10	-2.26	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.44	99.11	98.58
D-C	64	68	100.59	99.97	0.62	40.00	15.50	0.00402	0.21	0.16	0.37	8	0.37	0.41	16.0	13.35	98.58	97.94
D-C	66	67	100.15	99.90	0.25	51.00	4.90	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.0	11.12	98.77	98.26
D-C	67	68	99.90	99.97	-0.07	32.00	-2.19	0.00402	0.20	0.13	0.33	8	0.33	0.34	10.0	14.06	98.26	97.94
D-C	68	70	99.97	99.98	-0.01	34.00	-0.29	0.00402	0.71	0.14	0.84	8	0.84	0.34	4.7	26.29	97.94	97.78
AV. M. CARBAJAL	69	70	100.39	99.98	0.41	77.00	5.32	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.35	12.1	13.13	99.10	98.17
AV. M. CARBAJAL	70	71	99.98	100.16	-0.18	88.50	-2.03	0.00402	1.15	0.36	1.51	8	1.51	0.53	9.9	29.20	97.78	96.90

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIP.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	T (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
C-D-P	2	62	100.16	99.94	0.22	86.20	2.55	0.00402	0.36	0.35	0.70	8	0.70	0.42	10.0	20.10	98.21	97.35
C-D-P	62	63	99.94	99.57	0.37	85.40	4.33	0.00402	0.70	0.34	1.05	8	1.05	0.48	10.0	24.40	97.35	96.50
P-G	3	61	100.10	99.78	0.32	81.60	3.92	0.00402	0.22	0.33	0.55	8	0.55	0.39	10.0	17.90	98.29	97.47
P-G	61	60	99.78	99.54	0.24	81.60	2.94	0.00402	0.55	0.33	0.88	8	0.88	0.45	10.0	22.40	97.47	96.65
G-B'-J'	4	50	100.05	99.99	0.06	30.70	1.95	0.00402	0.34	0.12	0.46	8	0.46	0.29	5.2	19.30	97.95	97.79
G-B'-J'	50	51	99.99	99.92	0.07	32.00	2.19	0.00402	0.46	0.13	0.59	8	0.59	0.31	5.0	21.90	97.79	97.63
G-B'-J'	51	52	99.92	99.96	-0.04	64.50	-0.62	0.00402	0.59	0.26	0.85	8	0.85	0.35	5.0	26.10	97.63	97.31
B'-I'	5	54	99.38	99.90	-0.52	92.30	-5.63	0.00402	0.33	0.37	0.70	8	0.70	0.33	5.0	23.70	98.02	97.56
B'-I'	55	54	99.85	99.90	-0.05	36.20	-1.38	0.00402	0.00	0.15	0.15	8	0.15	0.26	9.9	9.80	98.65	98.29
G-B'-J'	54	52	99.90	99.96	-0.06	50.00	-1.20	0.00402	0.84	0.20	1.04	8	1.04	0.37	5.0	28.70	97.56	97.31
G-B'-J'	52	58	99.96	99.63	0.33	59.00	5.59	0.00402	1.89	0.24	2.13	8	2.13	0.46	4.9	40.90	97.31	97.02
G-B'-J'	57	58	99.92	99.63	0.29	71.00	4.08	0.00402	0.00	0.29	0.29	8	0.29	0.32	10.0	13.30	98.58	97.87
G-B'-J'	58	59	99.63	99.59	0.04	51.50	0.78	0.00402	2.41	0.21	2.62	8	2.62	0.49	5.0	45.10	97.02	96.76
I'-A	50	49	99.65	99.66	-0.01	68.90	-0.15	0.00402	0.00	0.28	0.28	8	0.28	0.35	12.6	12.40	98.45	97.58
A-B	48 B	48 A	99.72	99.85	-0.13	51.00	-2.55	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.27	8.4	11.60	98.52	98.09
A-B	48 A	48	99.85	100.01	-0.16	51.00	-3.14	0.00402	0.20	0.20	0.41	8	0.41	0.28	4.9	18.50	98.09	97.84

CALCULO HIDRAOLICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
B-C	47 C	47 B	99.59	99.75	-0.16	46.00	-3.48	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.28	10.0	10.60	98.39	97.93
B-C	47 B	47 A	99.75	99.91	-0.16	47.00	-3.40	0.00402	0.18	0.19	0.37	8	0.37	0.32	7.9	15.80	97.93	97.56
C-D-E	7 C	7 B	99.80	100.00	-0.20	31.00	-6.45	0.00402	0.00	0.12	0.12	8	0.12	0.27	13.5	8.20	98.58	98.16
C-D-E	7 A	7 B	99.67	100.00	-0.33	31.00	-10.65	0.00402	0.00	0.12	0.12	8	0.12	0.25	10.0	8.50	98.47	98.16
D-E	7 B	46 A	100.00	99.95	0.05	68.90	0.73	0.00402	0.25	0.28	0.53	8	0.53	0.39	10.0	17.60	98.16	97.47
D-E-P	8	46 A	100.20	99.95	0.25	59.50	4.20	0.00402	1.53	0.24	1.77	8	1.77	0.40	4.0	39.30	96.95	96.71
D-E-P	46 A	46	99.95	99.80	0.15	59.00	2.54	0.00402	2.29	0.24	2.53	8	2.53	0.44	3.9	47.20	96.71	96.48
P-W2	9	44	99.98	99.88	0.10	108.60	0.92	0.00402	13.93	0.44	14.37	8	14.37	1.01	10.0	91.90	98.77	97.68
P'-Q'	116	116 A	100.06	99.99	0.07	54.00	1.30	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	10.0	11.70	98.85	98.31
P'-Q'	116 A	48	99.99	100.01	-0.02	57.20	-0.35	0.00402	0.22	0.23	0.45	8	0.45	0.34	8.2	17.10	98.31	97.84
AV. JORGE CHAVEZ	48	49	100.01	99.66	0.35	52.10	6.72	0.00402	0.86	0.21	1.07	8	1.07	0.37	5.0	29.10	97.84	97.58
AV. JORGE CHAVEZ	49	56	99.66	99.82	-0.16	111.50	-1.43	0.00402	1.98	0.45	2.43	8	2.43	0.48	5.0	43.50	97.58	97.02
M'-M'-O'	80 A	79	99.59	99.43	0.16	77.00	2.08	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.36	12.9	12.90	98.29	97.30
M'-M'-O'	117	118	99.45	99.88	-0.43	77.50	-5.55	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.30	7.9	14.50	98.16	97.55
M'-O'	133	118	99.89	99.88	0.01	54.50	0.18	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.33	13.6	10.90	98.29	97.55
M'-O'	118	79	99.88	99.43	0.45	51.80	8.69	0.00402	0.53	0.21	0.74	8	0.74	0.33	4.8	24.60	97.55	97.30



CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

HOJA Nro. 5

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRANO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	V (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
M'-N'	79	56	99.43	99.82	-0.39	54.70	-7.13	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.23	5.1	13.60	97.30	97.02
M'-E'	121	78	99.69	99.57	0.12	47.30	2.54	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.28	9.9	10.90	98.30	97.83
M'-E'	78	59	99.57	99.59	-0.02	56.30	-0.36	0.00402	0.19	0.23	0.42	8	0.42	0.36	9.9	15.90	97.83	97.27
E'-L'	121	122	99.69	99.80	-0.11	79.20	-1.39	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.90	98.30	97.51
E'-L'	122	63 B	99.80	99.51	0.29	25.00	11.60	0.00402	0.32	0.10	0.42	8	0.42	0.32	6.8	17.30	97.51	97.34
E'-L'	78	76	99.57	99.46	0.11	79.20	1.39	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.1	13.80	98.27	97.47
E'-L'	76	63 B	99.46	99.51	-0.05	25.00	-2.00	0.00402	0.32	0.10	0.42	8	0.42	0.29	5.2	18.50	97.47	97.34
E'-L'	63 B	63 A	99.51	99.38	0.13	33.00	3.94	0.00402	0.84	0.13	0.97	8	0.97	0.37	5.2	27.50	97.34	97.17
AV. SANCHEZ CERR	63 A	63	99.38	99.57	-0.19	79.40	-2.39	0.00402	0.97	0.32	1.29	8	1.29	0.48	8.6	27.90	97.17	96.49
P'-Q'	116	136	100.06	100.25	-0.19	51.60	-3.68	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.1	11.40	98.85	98.33
Q'-R'-T'	116	115	100.06	99.97	0.09	46.60	1.93	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.28	10.1	10.90	98.85	98.38
Q'-R'-T'	115	114	99.97	99.80	0.17	52.00	3.27	0.00402	0.19	0.21	0.40	8	0.40	0.29	5.6	17.70	98.38	98.09
Q'-R'-T'	114	113	99.80	99.95	-0.15	49.70	-3.02	0.00402	0.40	0.20	0.60	8	0.60	0.31	4.8	22.30	98.09	97.85
Q'-R'-T'	115	82 A	99.97	99.76	0.21	76.00	2.76	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.34	11.3	13.30	98.66	97.80
Q'-R'-T'	82 A	83 A	99.76	99.80	-0.04	26.00	-1.54	0.00402	0.31	0.10	0.41	8	0.41	0.28	5.0	18.40	97.80	97.67
Q'-R'-T'	84	84 A	99.80	99.96	-0.16	76.00	-2.11	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	98.56	97.80

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRANO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	T (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
'Q'-R'-T'	84 A	83 A	99.96	99.80	0.16	26.00	6.15	0.00402	0.31	0.10	0.41	8	0.41	0.28	5.0	18.40	97.80	97.67
'R'-Q'	83 A	47	99.80	99.80	0.00	30.35	0.00	0.00402	0.82	0.12	0.94	8	0.94	0.44	8.6	24.00	97.67	97.41
'R'-S'	113 A	46	100.20	99.80	0.40	51.00	7.84	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.0	11.10	98.77	98.26
'AV. JORGE CHAVEZ'	56	59	99.82	99.59	0.23	48.00	4.79	0.00402	2.65	0.19	2.84	8	2.84	0.51	5.4	46.00	97.02	96.76
'AV. JORGE CHAVEZ'	59	60	99.59	99.54	0.05	60.00	0.83	0.00402	5.88	0.24	6.12	8	6.12	0.62	5.0	69.70	96.76	96.46
'AV. JORGE CHAVEZ'	60	63	99.54	99.57	-0.03	52.80	-0.57	0.00402	7.00	0.21	7.21	8	7.21	0.65	4.9	76.40	96.46	96.20
'AV. JORGE CHAVEZ'	63	71 A	99.57	99.95	-0.38	59.00	-6.44	0.00402	9.55	0.24	9.78	8	9.78	0.66	4.1	95.10	96.20	95.96
'AV. JORGE CHAVEZ'	71 A	71	99.95	100.16	-0.21	59.00	-3.56	0.00402	9.78	0.24	10.02	8	10.02	0.65	3.9	97.90	95.96	95.73
'AV. JORGE CHAVEZ'	71	71 B	100.16	100.15	0.01	4.20	2.38	0.00402	11.53	0.02	11.55	8	11.55	0.93	9.5	82.50	95.73	95.69
'AV. JORGE CHAVEZ'	48	47 A	100.01	99.91	0.10	46.70	2.14	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.36	19.7	9.30	98.48	97.56
'AV. JORGE CHAVEZ'	47 A	47	99.91	99.80	0.11	30.00	3.67	0.00402	0.56	0.12	0.68	8	0.68	0.42	10.0	19.30	97.56	97.26
'AV. JORGE CHAVEZ'	47	46	99.80	99.80	0.00	75.00	0.00	0.00402	1.62	0.30	1.92	8	1.92	0.53	8.1	34.40	97.26	96.65
'AV. JORGE CHAVEZ'	46	44	99.80	99.88	-0.08	52.00	-1.54	0.00402	4.66	0.21	4.87	8	4.87	0.55	4.2	64.80	96.48	96.26
'AV. SANCHEZ CERR'	63 A	130	99.38	99.71	-0.33	80.20	-4.11	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.90	97.85	97.05
'AV. S. CERRO-HAY'	130	173 C	99.71	98.52	1.19	502.11	2.37	0.00402	1.19	2.02	3.20	8	3.20	0.45	3.4	55.00	97.05	95.36
'CALLE L'-M'	121	132	99.69	99.85	-0.16	57.00	-2.81	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.30	10.0	12.30	98.30	97.73

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	T (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
CALLE J-1	133	132	99.89	99.85	0.04	48.60	0.82	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.1	11.20	98.22	97.73
CALLE J-1	132	130	99.85	99.71	0.14	110.00	1.27	0.00402	0.42	0.44	0.87	8	0.87	0.33	4.1	27.60	97.73	97.28
CALLE J-1	133	136	99.89	100.25	-0.36	166.40	-2.16	0.00402	0.00	0.67	0.67	8	0.67	0.35	6.3	22.00	98.69	97.64
CALLE E'	164	136	100.30	100.25	0.05	100.00	0.50	0.00402	0.00	0.40	0.40	8	0.40	0.36	10.0	15.00	99.10	98.10
CALLE J-1	136	137	100.25	99.99	0.26	76.10	3.42	0.00402	1.28	0.31	1.58	8	1.58	0.54	10.0	29.70	97.78	97.02
CALLE J-1	137	137 A	99.99	99.59	0.40	76.10	5.26	0.00402	1.58	0.31	1.89	8	1.89	0.59	11.2	31.60	97.02	96.17
CALLE J-1	137 A	138	99.59	99.68	-0.09	51.50	-1.75	0.00402	2.91	0.21	3.12	8	3.12	0.68	11.1	40.40	96.17	95.60
CALLE R'-S'	113 A	113	100.20	99.95	0.25	54.00	4.63	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	10.0	11.70	98.77	98.23
CALLE T'-S'	113	137 A	99.95	99.59	0.36	52.00	6.92	0.00402	0.81	0.21	1.02	8	1.02	0.47	10.2	24.00	97.85	97.32
M2-M2	10 A	42	100.21	99.82	0.39	62.80	6.21	0.00402	0.00	0.25	0.25	8	0.25	0.31	10.0	12.40	98.91	98.28
M2-M2	36	41	100.28	100.29	-0.01	60.00	-0.17	0.00402	0.90	0.24	0.24	8	0.24	0.30	10.0	12.10	98.77	98.17
LL2-P2	38	39	100.19	100.14	0.05	59.00	0.85	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	10.0	12.10	98.85	98.26
LL2-P2	39	40	100.14	100.23	-0.09	30.50	-2.95	0.00402	0.24	0.12	0.36	8	0.36	0.29	5.9	16.70	98.26	98.08
LL2-P2	40	41	100.23	100.29	-0.06	24.60	-2.44	0.00402	0.36	0.10	0.45	8	0.46	0.31	6.1	18.60	98.08	97.93
LL2-P2	41	42	100.29	99.82	0.47	50.00	9.40	0.00402	0.70	0.20	0.90	8	0.90	0.36	5.0	26.80	97.93	97.68
LL2-P2	42	43	99.82	99.66	0.16	52.30	3.06	0.00402	1.15	0.21	1.36	8	1.36	0.50	9.2	28.30	97.68	97.20

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

BOJA Nro. 8

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(mt)	(mt)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
L2-Q2	90	89 A	100.23	100.00	0.23	84.50	2.72	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.34	9.9	14.40	98.95	98.11
L2-Q2	89 A	88 A	100.00	100.00	0.00	25.00	0.00	0.00402	0.34	0.10	0.44	8	0.44	0.29	5.2	18.90	98.11	97.98
L2-Q2	88 A	87 A	100.00	100.09	-0.09	36.30	-2.48	0.00402	0.44	0.15	0.59	8	0.59	0.32	5.2	21.70	97.98	97.79
L2-Q2	87 A	86 A	100.09	99.85	0.23	61.00	3.77	0.00402	0.59	0.24	0.83	8	0.83	0.34	4.9	25.90	97.79	97.49
L2	112	86 A	100.24	99.86	0.38	48.00	7.92	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.30	12.1	10.40	98.93	98.35
L2-Q2	86 A	85	99.86	99.77	0.09	54.00	1.67	0.00402	1.02	0.22	1.24	8	1.24	0.39	5.0	31.20	97.49	97.22
Q2-R2	112	111	100.24	99.63	0.61	48.00	12.71	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.35	18.3	9.40	98.93	98.05
Q2-R2	110	111	99.97	99.63	0.34	58.50	5.81	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.30	10.1	11.90	98.64	98.05
Q2-R2	110	106	99.97	99.98	-0.01	51.20	-0.20	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.28	8.6	11.80	98.64	98.20
Q2-R2	108	107	100.14	99.91	0.23	40.00	5.75	0.00402	0.00	0.16	0.16	8	0.16	0.27	10.0	10.10	98.79	98.39
Q2-R2	107	106	99.91	99.98	-0.07	40.00	-1.75	0.00402	0.16	0.16	0.32	8	0.32	0.29	7.0	15.20	98.39	98.11
R2-R2	159	140	99.57	99.45	0.12	53.30	2.25	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.31	12.0	11.00	98.10	97.46
L2-R2	111	140	99.63	99.45	0.18	48.90	3.68	0.00402	0.43	0.20	0.62	8	0.62	0.40	9.8	19.00	98.05	97.57
R2-R2	140	141	99.45	99.24	0.21	45.00	4.67	0.00402	0.84	0.18	1.02	8	1.02	0.47	10.2	24.00	97.57	97.11
R2-R2	141	142	99.24	99.09	0.15	48.00	3.12	0.00402	1.02	0.19	1.21	8	1.21	0.50	10.2	26.00	97.11	96.62
AV. BAYA DE LA T	160	159	99.42	99.36	0.06	60.00	1.00	0.00402	28.60	0.24	28.84	10	28.84	0.92	5.0	150.30	94.85	94.55

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT.SUP.	EXT.INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(m/km)	(mm)		
AV.H.DE LA TORRE	159	158	99.36	98.90	0.46	60.00	7.67	0.00402	28.84	0.24	29.08	10	29.08	0.93	5.0	151.10	94.55	94.25
AV.H.DE LA TORRE	158	157	98.90	98.94	-0.04	61.70	-0.65	0.00402	29.08	0.25	29.33	10	29.33	0.92	4.9	152.90	94.25	93.95
AV.H.DE LA TORRE	157	156	98.94	99.38	-0.44	68.00	-6.47	0.00402	29.33	0.27	29.60	10	29.60	0.85	4.0	164.80	93.61	93.34
Q2-R2	90	106	100.23	99.98	0.25	51.40	4.86	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	9.9	11.40	98.95	98.44
S2-T2	105	106	100.20	99.98	0.22	59.00	3.73	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	10.0	12.10	98.70	98.11
R2-S2	106	142	99.98	99.09	0.89	51.60	17.25	0.00402	0.97	0.21	1.18	8	1.18	0.49	10.1	25.80	98.11	97.59
J2-C2	142	143	99.09	99.37	-0.28	55.00	-5.09	0.00402	2.39	0.22	2.61	8	2.61	0.43	4.3	45.20	96.62	96.35
J2-C2	143	144	99.37	99.84	-0.47	54.50	-8.62	0.00402	2.51	0.22	2.83	8	2.83	0.50	5.0	46.90	96.35	96.38
T2-U2-V2-S2	18	34	99.96	100.38	-0.42	52.00	-8.08	0.00402	3.29	0.21	3.50	8	3.50	0.50	4.2	54.60	94.94	94.72
T2-U2-V2-S2	34	105	100.38	100.20	0.18	79.70	2.26	0.00402	3.66	0.32	3.98	8	3.98	0.51	4.0	59.00	94.72	94.40
T2-U2-V2-S2	34 A	34	100.50	100.38	0.12	40.00	3.00	0.00402	0.00	0.16	0.16	8	0.16	0.29	12.0	9.60	99.30	98.82
T2-U2-V2-S2	34 A	32	100.50	99.94	0.56	84.00	6.67	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.39	15.0	13.00	99.30	98.04
T2-U2-V2-S2	105	104	100.20	100.41	-0.21	76.70	-2.74	0.00402	3.98	0.31	4.29	8	4.29	0.52	4.0	61.30	94.40	94.09
T2-U2-V2-S2	104 A	104	100.30	100.41	-0.11	32.50	-3.38	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.25	10.2	9.10	99.09	98.76
T2-U2-V2-S2	104	144	100.41	99.84	0.57	53.00	10.75	0.00402	4.42	0.21	4.63	8	4.63	0.53	4.0	63.80	94.09	93.88
J2-S2	144	145 A	99.84	99.72	0.12	50.50	2.38	0.00402	7.46	0.20	7.66	8	7.66	0.65	4.8	79.50	93.88	93.64

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO			
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
V2-W	20	32	100.11	99.94	0.17	50.30	3.38	0.00402	0.66	0.20	0.86	8	0.86	0.43	8.7	22.90	97.43	96.99	
V2-W	32	145 A	99.94	99.72	0.22	115.10	1.91	0.00402	1.20	0.46	1.66	8	1.66	0.79	29.1	23.60	96.99	93.64	
V2-W	145 A	156	99.72	99.38	0.34	55.30	6.15	0.00402	9.32	0.22	9.55	8	9.55	0.72	5.4	86.80	93.64	93.34	
AV. H. DE LA TORRE	156	155	99.38	99.53	-0.15	85.40	-1.76	0.00402	39.15	0.34	39.49	12	39.49	0.76	2.5	203.00	93.34	93.13	
AV. H. DE LA TORRE	155	154	99.53	99.42	0.11	80.50	1.37	0.00402	39.49	0.32	39.81	12	39.81	0.78	2.6	201.30	93.13	92.92	
CALLE W-X'-F'	92	148				133.20		0.00402	0.00	0.53	0.53		0.53						
CALLE W-X'-F'	101	100				51.30		0.00402	0.00	0.21	0.21		0.21						
CALLE W-X'-F'	93	100				34.55		0.00402	0.00	0.14	0.14		0.14						
CALLE W-X'-F'	100	149				55.50		0.00402	0.34	0.22	0.57		0.57						
CALLE W-X'-F'	149	148				5.00		0.00402	0.57	0.02	0.59		0.59						
CALLE W-X'-F'	148	150				31.60		0.00402	1.12	0.13	1.25		1.25						
CALLE W-X'-F'	146	150				86.90		0.00402	0.00	0.35	0.35		0.35						
CALLE W-X'-F'	150	151				65.50		0.00402	1.60	0.26	1.86		1.86						
F'-E'	94	151	99.45	99.69	-0.24	143.00	-1.68	0.00402	0.00	0.57	0.57	8	0.57	0.45	14.2	16.80	98.25	96.22	
F'-E'	151	154	99.69	99.42	0.27	86.65	3.12	0.00402	2.44	0.35	2.78	8	2.78	1.02	38.1	28.30	96.22	92.92	
L1-J1-K	94	94 A	99.45	99.11	0.34	66.20	5.14	0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27	0.29	7.9	13.50	98.09	97.57	

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
L1-J1-K	94 A	155 B	99.11	99.41	-0.30	58.50	-5.13	0.00402	0.27	0.23	0.50	8	0.50	0.39	10.4	17.00	97.57	96.96
L1-J1-K	98 A	155 B	99.07	99.41	-0.34	51.30	-6.63	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.31	12.1	10.90	97.74	97.12
L1-J1-K	155 B	155 C	99.41	99.64	-0.23	44.40	-5.18	0.00402	0.71	0.18	0.89	8	0.89	0.34	4.5	27.30	96.96	96.76
L1-J1-K	156 A	155 C	99.62	99.64	-0.02	33.20	-0.60	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.32	20.2	7.40	98.33	97.66
L1-J1-K	155 C	155 A	99.64	99.63	0.01	15.70	0.64	0.00402	1.02	0.06	1.08	8	1.08	0.38	5.1	29.10	96.76	96.68
L1-J1-K	155	155 A	99.32	99.63	-0.31	52.00	-5.96	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.34	15.0	10.40	97.96	97.18
L1-J1-K	155 A	151 A	99.63	99.51	0.12	51.70	2.32	0.00402	1.29	0.21	1.50	8	1.50	0.41	4.8	34.70	96.68	96.43
B'-E'	151	151 A	99.69	99.51	0.18	73.60	2.45	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.33	10.7	13.30	98.37	97.58
A'-D'	152 A	151 A	99.51	99.12	0.39	44.00	8.86	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.31	13.0	9.90	98.06	97.49
A'-B'	151 A	153 A	99.51	99.12	0.39	58.10	6.71	0.00402	1.97	0.23	2.20	8	2.20	0.46	5.0	41.40	96.43	96.14
AV. H. DE LA TORRE	154	153 A	99.42	99.12	0.30	72.30	4.15	0.00402	42.60	0.29	42.89	12	42.89	0.79	2.6	212.70	92.92	92.73
AV. H. DE LA TORRE	153 A	153	99.12	98.83	0.29	63.70	4.55	0.00402	45.09	0.26	45.35	12	45.35	0.77	2.4	229.90	92.73	92.58
AV. GRAU	79	80	100.56	100.00	0.56	81.30	6.89	0.00402	0.00	0.33	0.33	8	0.33	0.34	10.0	14.10	99.30	98.49
AV. GRAU	80	85	100.00	100.06	-0.06	85.40	-0.70	0.00402	0.33	0.34	0.67	8	0.67	0.42	10.0	19.70	98.49	97.64
CALLE ATAHUALPA	81	82	100.34	100.17	0.17	70.00	2.43	0.00402	0.00	0.28	0.28	8	0.28	0.32	10.0	13.10	99.08	98.38
CALLE ATAHUALPA	82	84	100.17	100.00	0.17	85.30	1.99	0.00402	0.28	0.34	0.62	8	0.62	0.38	8.0	20.00	98.38	97.70

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/100	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
AV. ELIAS AGUIRR	83	84	99.97	100.00	-0.03	46.00	-0.65	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.28	10.0	10.60	98.67	98.21
AV. ELIAS AGUIRR	84	85	100.00	100.06	-0.06	60.90	-0.99	0.00402	0.81	0.24	1.05	8	1.05	0.38	5.1	28.70	97.70	97.39
AV. TENIENTE FER	86	87	100.20	100.43	-0.23	50.00	-4.60	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.0	11.10	98.96	98.46
AV. TENIENTE FER	87	88	100.43	100.06	0.37	58.80	6.29	0.00402	0.20	0.24	0.44	8	0.44	0.37	10.0	16.10	98.46	97.87
AV. BOLOGNESI	89	90	99.90	100.17	-0.27	50.00	-5.40	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.0	11.10	98.56	98.06
AV. BOLOGNESI	90	91	100.17	100.26	-0.09	68.00	-1.32	0.00402	0.20	0.27	0.47	8	0.47	0.37	10.0	16.60	98.06	97.38
AV. ALFONSO UGAR	92	93	100.07	100.30	-0.23	45.00	-5.11	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.28	10.0	10.60	98.69	98.24
AV. ALFONSO UGAR	93	94	100.30	100.42	-0.12	32.00	-3.75	0.00402	0.18	0.13	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	98.24	97.92
AV. ALFONSO UGAR	94	95	100.42	99.99	0.43	53.00	8.11	0.00402	0.31	0.21	0.52	8	0.52	0.38	10.0	17.50	97.92	97.39
SAENZ PENA	94	98	100.42	99.99	0.43	80.00	5.38	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.36	13.0	13.00	98.85	97.81
INDEPENDENCIA	93	97	100.30	100.03	0.27	80.00	3.37	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.90	98.95	98.15
AV. JOSE OLAYA	96	97	100.00	100.03	-0.03	45.00	-0.67	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.30	11.8	10.20	98.68	98.15
AV. JOSE OLAYA	97	98	100.03	99.99	0.04	34.00	1.18	0.00402	0.50	0.14	0.64	8	0.64	0.41	10.0	19.30	98.15	97.81
AV. JOSE OLAYA	98	99	99.99	99.43	0.56	51.80	10.81	0.00402	0.96	0.21	1.17	8	1.17	0.49	10.0	25.70	97.81	97.29
AV. GRAU	85	88	100.06	100.06	0.00	52.70	0.00	0.00402	1.72	0.21	1.93	8	1.93	0.44	4.9	39.00	97.39	97.13
AV. GRAU	88	91	100.06	100.26	-0.20	53.40	-3.75	0.00402	2.37	0.21	2.59	8	2.59	0.49	5.2	44.50	97.13	96.85



CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS (mt)	LONGITUD (mt)	PENDIEN. TERRENO (mt/km)	COEF. DE DESCARGA (l/s/mt)	CAUDAL AGUAS ARRIBA (l/s)	CONTRIB. DEL TRAMO (l/s)	CAUDAL AGUAS ABAJO (l/s)	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.								DIAM. (pulg)	Q (l/s)	V (m/s)	S ((mt/km))	Y (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
AV. GRAU	91	95	100.26	99.99	0.27	56.90	4.75	0.00402	3.06	0.23	3.29	8	3.29	0.52	4.9	50.80	96.85	96.57
AV. GRAU	95	99	99.99	99.43	0.56	78.10	7.17	0.00402	3.81	0.31	4.12	8	4.12	0.56	5.0	56.70	96.57	96.18
AV. GRAU	99	101 B	99.43	99.41	0.02	52.50	0.38	0.00402	5.29	0.21	5.50	8	5.50	0.60	5.0	65.90	96.18	95.92
AV. MELITON CARB	71	72	100.16	100.10	0.06	52.30	1.15	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.37	19.9	9.70	98.96	97.92
A-B	73	72	100.06	100.10	-0.04	85.00	-0.47	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.36	12.1	13.70	98.72	97.69
AV. MELITON CARB	72	127	100.10	100.16	-0.06	81.80	-0.73	0.00402	0.55	0.33	0.88	8	0.88	0.40	7.1	24.40	97.69	97.11
A-A'	124	125	99.79	99.79	0.00	53.10	0.00	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.40	98.47	97.94
A-A'	125	126	99.79	99.90	-0.11	32.00	-3.44	0.00402	0.21	0.13	0.34	8	0.34	0.34	10.0	14.30	97.94	97.62
A-A'	129	128	99.89	99.99	-0.10	53.80	-1.86	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	10.0	11.70	98.55	98.01
A-A'	128	126	99.99	99.90	0.09	35.00	2.57	0.00402	0.22	0.14	0.36	8	0.36	0.36	11.1	14.40	98.01	97.62
A-A'	126	127	99.90	100.16	-0.26	30.00	-8.67	0.00402	0.70	0.12	0.82	8	0.82	0.44	10.0	21.70	97.62	97.32
AV. MELITON CARB	127	173	100.16	99.96	0.20	86.00	2.33	0.00402	1.70	0.35	2.04	8	2.04	0.45	5.0	39.80	97.11	96.68
A'-C'	172	173	99.76	99.96	-0.20	85.00	-2.35	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.34	10.0	14.30	98.28	97.43
AV. MELITON CARB	173	173 A	99.96	99.07	0.89	38.00	23.42	0.00402	2.39	0.15	2.54	8	2.54	0.56	7.6	40.10	96.68	96.39
AV. MELITON CARB	173 A	173 B	99.07	98.72	0.35	5.20	67.31	0.00402	2.54	0.02	2.56	8	2.56	0.61	9.6	38.00	96.39	96.34
AV. MELITON CARB	173 C	173 B	98.52	98.72	-0.20	3.20	-62.50	0.00402	3.20	0.01	3.22	8	3.22	0.65	9.4	42.80	95.36	95.33

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS							TERRENO	DESCARGA	AGUAS ARRIBA	DEL TRAMO	AGUAS ABAJO	DIAM.	Q
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m/km)	(l/s/100)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(pulg)	(l/s)	(m/s)	(m/km)	(mm)		
F2	44	43	99.88	99.66	0.22	25.00	8.80	0.00402	19.23	0.10	19.33	10	19.33	0.67	2.8	140.20	96.26	96.19
F2	43	85	99.66	99.77	-0.11	55.60	-1.98	0.00402	20.70	0.22	20.92	10	20.92	0.66	2.5	152.80	96.19	96.05
F2	85	138	99.77	99.68	0.09	50.40	1.79	0.00402	22.16	0.20	23.36	10	23.36	1.09	8.9	111.60	96.05	95.60
F2	133	159	99.68	99.57	0.11	64.10	1.72	0.00402	25.48	0.26	25.74	10	25.74	0.92	5.3	137.40	95.60	95.26
F2	159	160	99.57	99.42	0.15	51.40	2.92	0.00402	25.74	0.21	25.95	10	25.95	1.08	8.0	122.10	95.26	94.85
AV. B. DE LA TORRE	166	160	100.50	99.42	1.08	264.30	4.09	0.00402	0.00	1.06	1.06	8	1.06	0.57	16.8	21.70	99.30	94.85
AV. B. DE LA TORRE	182	183	100.52	100.35	0.17	60.00	2.83	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.31	10.2	12.10	99.32	98.71
AV. B. DE LA TORRE	183	186	100.35	99.27	1.08	204.70	5.28	0.00402	0.24	0.82	1.06	8	1.06	0.48	10.4	24.30	98.71	96.59
CALLE F2	235	211	99.85	99.90	-0.05	64.30	-0.78	0.00402	0.00	0.26	0.26	8	0.26	0.31	10.0	12.60	99.10	98.46
CALLE F2	211	186	99.90	99.27	0.63	54.60	11.54	0.00402	0.26	0.22	0.48	8	0.48	0.58	34.2	12.60	98.46	96.59
CALLE F2	186	160	99.27	99.42	-0.15	13.50	-11.11	0.00402	1.54	0.05	1.59	8	1.59	1.32	128.9	16.20	96.59	94.85

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PERDIDA	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE TERRENO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS ARRIBA	DEL TRAMO	AGUAS ABAJO	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(m/km)	(mm)		
AV. HAYA DE LA T.	182	181	100.52	100.30	0.22	88.20	2.49	0.00402	0.00	0.35	0.35	8	0.35	0.34	10.0	14.1	99.32	98.44
AV. HAYA DE LA T.	181	180	100.30	99.91	0.39	88.00	4.43	0.00402	0.35	0.35	0.71	8	0.71	0.35	6.0	22.9	98.44	97.91
AV. HAYA DE LA T.	180	179	99.91	99.16	0.75	88.00	8.52	0.00402	0.71	0.35	1.06	8	1.06	0.37	5.0	29	97.91	97.47
AV. HAYA DE LA T.	178	179	98.77	99.16	-0.39	61.00	-6.39	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.3	10.0	12.1	97.25	96.52
AV. HAYA DE LA T.	178	177	98.77	98.39	0.38	61.90	6.14	0.00402	0.00	0.25	0.25	8	0.25	0.32	10.7	12.1	97.25	96.59
AV. HAYA DE LA T.	177	177 A	98.39	98.40	-0.01	83.30	-0.12	0.00402	0.00	0.33	0.33	8	0.33	0.31	7.9	14.9	96.37	96.31
AV. HAYA DE LA T.	186	190	99.27	99.14	0.13	203.20	0.54	0.00402	0.00	0.82	0.82	8	0.82	0.4	7.7	23.1	98.07	96.51
G2-H2-12	211	208	99.90	99.58	0.32	33.70	9.50	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.29	13.4	9.1	98.33	97.88
G2-H2-12	238	236	100.18	99.36	0.32	68.00	4.71	0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27	0.31	9.9	12.8	98.89	98.22
G2-H2-12	236	208	99.86	99.53	0.28	68.60	4.98	0.00402	0.27	0.28	0.55	8	0.55	0.31	5.0	21.2	98.22	97.88
G2-H2-12	208	207	99.58	99.17	0.41	49.30	8.32	0.00402	0.68	0.20	0.88	8	0.38	0.41	7.3	23.7	97.88	97.49
G2-H2-12	207	206	99.17	99.15	0.02	17.40	1.15	0.00402	0.88	0.07	0.95	8	0.95	0.37	5.2	27.3	97.49	97.40
G2-H2-12	204	205	99.55	99.45	0.10	52.00	1.92	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.4	98.59	98.07
G2-H2-12	205	206	99.45	99.15	0.30	30.50	9.34	0.00402	0.21	0.12	0.33	8	0.33	0.34	10.2	14.1	98.07	97.76
G2-H2-12	206	190	99.15	99.14	0.01	53.50	3.19	0.00402	1.23	0.21	1.50	8	1.50	0.41	5.0	34.3	97.40	97.13
G2-H2-12	190	194	99.14	98.95	0.19	269.00	3.71	0.00402	2.31	1.08	3.39	8	3.39	0.56	5.9	49.3	96.51	94.91

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(m/km)	(mm)		
F2-12-A2	204	203	99.55	99.45	0.10	36.10	2.77	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.31	16.6	8.40	98.59	97.99
F2-12-A2	198	203	99.68	99.45	0.23	32.10	7.17	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.28	14.0	8.10	98.44	97.99
F2-12-A2	238	238 A	100.18	99.50	0.68	55.20	12.32	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.31	11.2	11.30	98.89	98.27
F2-12-A2	238 A	203	99.50	99.45	0.05	55.30	0.90	0.00402	0.22	0.22	0.44	8	0.44	0.29	5.1	19.00	98.27	97.99
F2-12-A2	203	202	99.45	99.49	-0.04	54.10	-0.74	0.00402	0.72	0.22	0.93	8	0.93	0.46	10.0	23.10	97.99	97.45
E2-F2	241	242	99.50	99.83	-0.33	80.00	-4.12	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.90	98.28	97.48
E2-F2	242	243	99.83	99.28	0.55	49.30	11.16	0.00402	0.32	0.20	0.52	8	0.52	0.38	9.9	17.50	97.48	96.99
E2-F2	243	202	99.28	99.49	-0.21	19.30	-10.88	0.00402	0.52	0.08	0.60	8	0.60	0.32	5.2	21.80	96.99	96.89
E2-F2	202	201	99.49	99.05	0.44	34.00	12.94	0.00402	1.53	0.14	1.67	8	1.67	0.43	5.0	36.10	96.39	96.72
A2-B2	197	201	99.32	99.05	0.27	36.10	7.48	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.26	10.0	9.40	97.99	97.53
A2-B2	201	200	99.05	99.36	-0.31	70.40	-4.40	0.00402	1.81	0.28	2.10	8	2.10	0.46	5.0	41.20	96.72	96.37
CH'-B2-C2	243	247	99.28	99.31	-0.03	96.30	-0.31	0.00402	0.00	0.39	0.39	8	0.39	0.35	10.0	15.30	97.95	96.99
CH'-B2-C2	247	200	99.31	99.36	-0.05	57.40	-0.87	0.00402	0.39	0.23	0.62	8	0.62	0.42	10.8	18.60	96.99	96.37
B2-C2	200	194	99.36	98.95	0.41	54.60	7.51	0.00402	2.71	0.22	2.93	8	2.93	0.52	5.5	46.60	96.37	96.07
AV. HAYA DE LA T	194	196	98.95	98.80	0.15	55.10	2.72	0.00402	6.33	0.22	6.55	8	6.55	0.69	6.4	67.70	94.91	94.56
CR'-E2-D2	242	248	99.83	99.49	0.34	48.80	6.97	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	9.8	11.20	98.47	97.99

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
CH'-E2-D2	248	256	99.49	99.14	0.35	46.20	7.58	0.00402	0.20	0.19	0.38	8	0.38	0.35	10.0	15.10	97.99	97.53
CH'-E2-D2	256	257	99.14	98.50	0.64	53.70	11.92	0.00402	0.38	0.22	0.60	8	0.60	0.40	10.1	18.60	97.53	96.99
CH'-E2-D2	248	250	99.49	99.28	0.21	80.10	2.62	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.90	98.14	97.34
CH'-E2-D2	250	253	99.28	99.04	0.24	23.50	10.21	0.00402	0.32	0.09	0.42	8	0.42	0.36	10.2	15.80	97.34	97.10
CH'-E2-D2	256	254	99.14	98.53	0.61	77.10	7.91	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.1	13.70	97.74	96.96
CH'-E2-D2	254	253	98.53	99.04	-0.51	21.20	-24.06	0.00402	0.31	0.09	0.39	8	0.39	0.35	9.9	15.30	96.96	96.75
CH'-E2-D2	253	252	99.04	99.10	-0.06	32.00	-1.87	0.00402	0.81	0.13	0.34	8	0.94	0.46	10.3	23.00	96.75	96.42
CH'-C2	247	246	99.31	98.82	0.49	52.20	9.39	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.40	97.53	97.01
CALLE G	245	196	98.62	98.80	-0.18	74.50	-2.42	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.32	9.9	13.50	97.42	96.68
CALLE G	245	246	98.62	98.82	-0.20	56.40	-3.55	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.30	9.9	11.90	97.42	96.86
CALLE G	246	257	98.82	98.50	0.32	51.70	6.19	0.00402	0.44	0.21	0.54	8	0.64	0.42	10.6	19.00	96.86	96.31
CALLE G	257	259	98.50	97.32	1.18	111.10	10.62	0.00402	1.24	0.45	1.69	8	1.69	0.51	8.0	32.40	96.31	95.42
P2-G2	238	239	100.18	99.74	0.44	52.30	8.41	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.31	11.9	10.90	98.89	98.27
CALLE F2	235	239	99.85	99.74	0.11	75.80	1.45	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.34	10.9	13.20	99.10	98.27
CALLE F2	239	252	99.74	99.10	0.64	124.75	5.13	0.00402	0.51	0.50	1.02	8	1.02	0.54	14.8	22.00	98.27	96.42
CALLE F2	252	259	99.10	97.32	1.78	76.10	23.39	0.00402	1.95	0.31	2.26	8	2.26	0.66	13.1	33.10	96.42	95.42

CALCULO HIDRAULICO DE REJES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	γ	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
A-A'	177 A	223 A	98.40	98.23	0.17	49.90	3.41	0.00402	0.33	0.20	0.53	8	0.53	0.40	10.8	17.30	96.31	95.77
A-A'	223 A	224 A	98.23	97.44	0.79	50.00	15.80	0.00402	0.53	0.20	0.74	8	0.74	0.42	9.2	21.10	95.77	95.31
A-A'	223 A	223	98.23	97.64	0.59	78.00	7.56	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.35	11.5	13.20	96.78	95.88
A-A'	224 A	224	97.44	97.38	0.06	72.30	0.83	0.00402	0.74	0.29	1.03	8	1.03	0.35	4.3	29.60	95.31	95.00
B-G	222	223	97.69	97.64	0.05	64.40	0.78	0.00402	0.00	0.26	0.26	8	0.26	0.31	10.1	12.60	96.59	95.94
G-I	225	224	97.10	97.38	-0.28	90.00	-3.11	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.70	95.90	95.00
I-B	272	273	97.26	97.15	0.11	52.50	2.10	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.1	11.40	95.93	95.40
I-H	273	274	97.15	96.62	0.53	25.00	21.20	0.00402	0.21	0.10	0.31	8	0.31	0.54	41.2	9.80	95.05	94.02
I-H	277	276	96.75	96.80	-0.05	52.50	-0.95	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.32	13.3	10.30	95.37	94.67
I-H	276	274	96.80	96.62	0.18	24.00	7.50	0.00402	0.21	0.10	0.31	8	0.31	0.38	14.6	12.50	94.37	94.02
I-H	274	275	96.62	96.20	0.42	36.60	11.48	0.00402	0.62	0.15	0.77	8	0.77	0.36	6.0	23.80	94.02	93.80
H-G	299	300	95.48	95.80	-0.32	88.50	-3.62	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.35	10.1	14.70	94.25	93.36
G-B	302 A	301	96.01	95.68	0.33	60.20	5.48	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	10.0	12.10	94.58	93.98
AV. EL OBRERO	177	223	98.39	97.64	0.75	52.90	14.18	0.00402	0.25	0.21	0.46	8	0.46	0.41	13.4	15.30	96.59	95.88
AV. EL OBRERO	223	224	97.64	97.38	0.26	50.30	5.17	0.00402	1.03	0.20	1.23	8	1.23	0.61	17.5	23.10	95.88	95.00
AV. EL OBRERO	224	275	97.38	96.20	1.18	75.30	15.67	0.00402	2.62	0.30	2.92	8	2.92	0.76	15.9	35.80	95.00	93.80

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

HOJA No. 10

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(m)			
AV. EL OBRERO	275	300	96.20	95.80	0.40	73.10	5.47	0.00402	3.69	0.29	3.98	8	3.98	0.59	6.0	53.20	93.80	93.36	
AV. EL OBRERO	300	301	95.80	95.68	0.12	45.00	2.67	0.00402	4.34	0.18	4.52	8	4.52	0.57	4.9	59.80	93.36	93.14	
AV. EL OBRERO	301	302 B	95.68	95.40	0.28	3.50	80.00	0.00402	4.76	0.01	4.78	8	4.78	0.78	11.4	49.60	92.90	92.86	
B-G	222	221	97.69	97.98	-0.29	58.60	-4.95	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	9.6	12.20	96.59	96.03	
CH-D	218	220	99.56	98.69	0.87	55.20	15.76	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.36	17.4	10.20	98.24	97.28	
CH-D	220	221	98.69	97.98	0.71	56.00	12.68	0.00402	0.22	0.22	0.45	8	0.45	0.37	10.0	16.30	97.28	96.72	
K-L	270	271				67.50		0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27						
K-L	271	280				29.80		0.00402	0.27	0.12	0.39	8	0.39						
K-L	282	281				67.90		0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27						
K-L	281	280				29.00		0.00402	0.27	0.12	0.39	8	0.39						
K-L	280	279				30.80		0.00402	0.78	0.12	0.90	8	0.90						
G-B	302 A	298 A	96.01	95.95	0.06	62.90	0.95	0.00402	0.00	0.25	0.25	8	0.25	0.31	10.0	12.40	94.58	93.95	
JR. ALAN GARCIA	179	221	99.16	97.98	1.18	56.20	21.00	0.00402	1.31	0.23	1.53	8	1.53	0.54	10.5	28.90	96.62	96.03	
JR. ALAN GARCIA	221	226	97.98	97.12	0.86	58.50	14.70	0.00402	2.21	0.23	2.45	8	2.45	0.61	10.1	36.70	96.03	95.44	
JR. ALAN GARCIA	226	279	97.12	96.50	0.62	83.70	7.41	0.00402	2.45	0.34	2.78	8	2.78	0.63	9.9	39.30	95.44	94.61	
JR. ALAN GARCIA	279	298	96.50	96.28	0.22	79.80	2.76	0.00402	3.69	0.32	4.01	8	4.01	0.59	6.0	53.40	93.88	93.40	

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
JR. ALAN GARCIA	298	298 A	96.28	95.95	0.33	25.50	12.94	0.00402	4.01	0.10	4.11	8	4.11	0.60	6.3	53.40	93.40	93.24	
JR. ALAN GARCIA	298 A	298 B	95.95	95.73	0.22	53.60	4.10	0.00402	4.36	0.22	4.58	8	4.58	0.61	6.0	57.20	93.24	92.92	
CH-D	219	218	100.09	99.56	0.53	33.00	16.06	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.37	31.2	7.00	98.66	97.63	
CH-D	218	228	99.56	97.08	2.48	57.00	43.51	0.00402	0.13	0.23	0.36	8	0.36	0.54	36.5	10.90	97.63	95.55	
E-F	217	229	100.35	97.76	2.59	86.60	29.91	0.00402	0.00	0.35	0.35	8	0.35	0.50	30.8	11.20	98.93	96.26	
F-F'-F2	216	215	100.44	100.36	0.08	25.00	3.20	0.00402	0.00	0.10	0.10	8	0.10	0.23	10.0	7.80	99.03	98.78	
F-F'-F2	215	230	100.36	98.11	2.25	59.00	38.14	0.00402	0.10	0.24	0.34	8	0.34	0.51	32.7	10.80	98.78	96.85	
F-F'-F2	215	214	100.36	100.13	0.23	50.00	4.60	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.27	8.0	11.80	98.98	98.58	
F-F'-F2	214	212	100.13	99.63	0.50	56.00	8.93	0.00402	0.20	0.22	0.43	8	0.43	0.29	5.0	18.80	98.58	98.30	
CALLE V-9	213	212	100.30	99.63	0.67	52.00	12.88	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.34	15.4	10.70	99.10	98.30	
CALLE V-9	212	232	99.63	99.05	0.58	60.00	9.67	0.00402	0.63	0.24	0.88	8	0.88	0.50	13.7	20.80	98.30	97.48	
AV. EL PARQUE	235	232	99.85	99.05	0.80	203.90	3.92	0.00402	0.00	0.82	0.82	8	0.82	0.41	8.0	22.90	99.11	97.48	
AV. EL PARQUE	232	230	99.05	98.11	0.94	108.70	8.65	0.00402	0.00	0.44	0.44	8	0.44	0.35	9.2	16.50	97.85	96.85	
AV. EL PARQUE	230	229	98.11	97.76	0.35	55.10	6.35	0.00402	0.77	0.22	1.00	8	1.00	0.48	10.7	23.40	96.85	96.26	
AV. EL PARQUE	229	228	97.76	97.08	0.68	46.60	14.59	0.00402	1.34	0.19	1.53	8	1.53	0.72	24.0	23.80	96.26	95.14	
AV. EL PARQUE	227	228	97.10	97.08	0.02	77.15	0.26	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	95.91	95.14	



CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

BOJA Bro.

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
JR. ALAN GARCIA	298	298 A	96.28	95.95	0.33	25.50	12.94	0.00402	4.01	0.10	4.11	8	4.11	0.60	6.3	53.40	93.40	93.24
JR. ALAN GARCIA	298 A	298 B	95.95	95.73	0.22	53.60	4.10	0.00402	4.36	0.22	4.58	8	4.58	0.61	6.0	57.20	93.24	92.92
CB-D	219	218	100.09	99.56	0.53	33.00	16.06	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.37	31.2	7.00	98.66	97.63
CB-D	218	228	99.56	97.08	2.48	57.00	43.51	0.00402	0.13	0.23	0.36	8	0.36	0.54	36.5	10.90	97.63	95.55
E-F	217	229	100.35	97.76	2.59	86.60	29.91	0.00402	0.00	0.35	0.35	8	0.35	0.50	30.8	11.20	98.93	96.26
F-F'-F2	216	215	100.44	100.36	0.08	25.00	3.20	0.00402	0.00	0.10	0.10	8	0.10	0.23	10.0	7.80	99.03	98.78
F-F'-P2	215	230	100.36	98.11	2.25	59.00	38.14	0.00402	0.10	0.24	0.34	8	0.34	0.51	32.7	10.80	98.78	96.85
P-F'-F2	215	214	100.36	100.13	0.23	50.00	4.60	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.27	8.0	11.80	98.98	98.58
F-F'-P2	214	212	100.13	99.63	0.50	56.00	8.93	0.00402	0.20	0.22	0.43	8	0.43	0.29	5.0	18.80	98.58	98.30
CALLE V-9	213	212	100.30	99.63	0.67	52.00	12.88	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.34	15.4	10.70	99.10	98.30
CALLE V-9	212	232	99.63	99.05	0.58	60.00	9.67	0.00402	0.63	0.24	0.88	8	0.88	0.50	13.7	20.80	98.30	97.48
AV. EL PARQUE	235	232	99.85	99.05	0.80	203.90	3.92	0.00402	0.00	0.82	0.82	8	0.82	0.41	8.0	22.90	99.11	97.48
AV. EL PARQUE	232	230	99.05	98.11	0.94	108.70	8.65	0.00402	0.00	0.44	0.44	8	0.44	0.35	9.2	16.50	97.85	96.85
AV. EL PARQUE	230	229	98.11	97.76	0.35	55.10	6.35	0.00402	0.77	0.22	1.00	8	1.00	0.48	10.7	23.40	96.85	96.26
AV. EL PARQUE	229	228	97.76	97.08	0.68	46.60	14.59	0.00402	1.34	0.19	1.53	8	1.53	0.72	24.0	23.80	96.26	95.14
AV. EL PARQUE	227	228	97.10	97.08	0.02	77.15	0.26	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	95.91	95.14

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRANO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V m/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
K-L-M	228	283	97.08	96.37	0.71	118.10	6.01	0.00402	2.20	0.47	2.68	8	2.68	0.59	8.4	40.20	95.14	94.15
K-L-M	283	296	96.37	95.89	0.48	42.20	11.37	0.00402	2.68	0.17	2.85	8	2.85	0.45	3.6	51.10	94.15	94.00
M-N-O	268	267	0.00	0.00	0.00	24.60	0.00	0.00402	0.00	0.10	0.10	8	0.10		0.0		0.00	0.00
M-N-O	266	267	0.00	0.00	0.00	75.10	0.00	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30		0.0		0.00	0.00
M-N-O	267	284	0.00	0.00	0.00	59.70	0.00	0.00402	0.40	0.24	0.64	8	0.64		0.0		0.00	0.00
M-N-O	285	284	0.00	0.00	0.00	75.10	0.00	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30		0.0		0.00	0.00
M-N-O	284	295	0.00	0.00	0.00	50.80	0.00	0.00402	0.94	0.20	1.15	8	1.15		0.0		0.00	0.00
CALLE SAN SEBAST	231	293	99.08	97.10	1.98	160.95	12.30	0.00402	0.00	0.65	0.65	8	0.65	0.41	10.0	19.40	97.88	96.27
Q-R-S	262	263	100.22	99.98	0.24	32.20	7.45	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.25	9.9	8.80	98.98	98.66
Q-R-S	263	262 A	99.98	99.42	0.56	54.30	10.31	0.00402	0.13	0.22	0.35	8	0.35	0.39	14.9	13.20	98.66	97.85
Q-R-S	262 A	261	99.42	98.25	1.17	54.00	21.67	0.00402	0.35	0.22	0.56	8	0.56	0.45	14.8	16.50	97.85	97.05
Q-S-T	263	264	99.98	99.74	0.24	76.00	3.16	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.3	9.90	98.66	97.88
Q-S-T	264	265	99.74	98.99	0.75	76.00	9.87	0.00402	0.31	0.31	0.61	8	0.61	0.43	12.2	18.00	97.88	96.95
Q-S-T	290	289	99.48	99.02	0.46	50.10	9.18	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.33	15.2	10.10	98.15	97.39
Q-S-T	289	288	99.02	98.45	0.57	27.00	21.11	0.00402	0.20	0.11	0.31	8	0.31	0.44	23.0	11.20	97.39	96.77
Q-S-T	286	287	99.21	98.10	1.11	50.00	22.20	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.39	24.4	9.10	97.88	96.66

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.	
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
Q-S-T	287	288	98.10	98.45	-0.35	26.00	-13.46	0.00402	0.20	0.10	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	96.66	96.40
Q-S-T	288	291	98.45	97.79	0.66	32.10	20.56	0.00402	0.61	0.13	0.74	8	0.74	0.48	14.0	19.10	96.40	95.95
CALLE V-9	232	265	99.05	98.99	0.06	52.40	1.15	0.00402	1.69	0.21	1.90	8	1.90	0.57	10.1	32.40	97.48	96.95
CALLE V-9	265	265 A	98.99	97.53	1.46	54.00	27.04	0.00402	2.52	0.22	2.73	8	2.73	0.71	13.9	35.80	96.95	96.20
CALLE V-9	265 A	292	97.53	97.13	0.40	53.70	7.45	0.00402	2.73	0.22	2.95	8	2.95	0.67	11.2	39.20	96.20	95.60
AV. STA. ROSA DE	251	261	98.46	98.25	0.21	32.00	6.56	0.00402	0.00	0.13	0.13	8	0.13	0.25	10.0	8.50	97.26	96.94
AV. STA. ROSA DE	261	291	98.25	97.79	0.46	78.00	5.90	0.00402	0.69	0.31	1.01	8	1.01	0.51	12.7	22.10	96.94	95.95
AV. STA. ROSA DE	291	292	97.79	97.13	0.66	74.40	8.87	0.00402	1.75	0.30	2.05	8	2.05	0.60	10.8	33.10	95.95	95.15
AV. STA. ROSA DE	292	293	97.13	97.10	0.03	54.10	0.55	0.00402	5.00	0.22	5.21	8	5.21	0.71	8.1	56.60	95.15	94.71
AV. STA. ROSA DE	294	293	96.71	97.10	-0.39	34.90	-11.17	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.26	10.0	9.40	95.42	95.07
AV. STA. ROSA DE	293	307	97.10	96.26	0.84	96.10	8.74	0.00402	6.00	0.39	6.39	8	6.39	0.64	5.3	70.20	94.71	94.20
CALLE V-9	292	308	97.13	96.97	0.16	93.80	1.71	0.00402	0.00	0.38	0.38	8	0.38	0.35	10.0	15.10	95.82	94.88
A-B	448	447	97.19	97.19	0.00	69.20	0.00	0.00402	0.00	0.28	0.28	8	0.28	0.35	13.6	12.10	95.84	94.90
CALLE MANUELITA	445 A	444 A	97.25	97.00	0.25	68.00	3.68	0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27	0.32	10.3	12.40	95.96	95.26
CALLE MANUELITA	444 A	447	97.00	97.19	-0.19	35.00	-5.43	0.00402	0.27	0.14	0.41	8	0.41	0.36	10.3	15.50	95.26	94.90
CALLE MANUELITA	447	308	97.19	96.97	0.22	44.50	4.94	0.00402	0.69	0.18	0.87	8	0.87	0.44	9.2	22.80	94.90	94.49

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

HOJA No. 1

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(mt)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
CALLE MANUELITA	308	307	96.97	96.26	0.71	51.70	13.73	0.00402	1.25	0.21	1.45	8	1.45	0.43	5.6	32.80	94.49	94.20
CALLE MANUELITA	307	307 A	96.26	96.10	0.16	24.10	6.64	0.00402	7.84	0.10	7.94	8	7.94	0.69	5.4	78.50	94.20	94.07
AV. STA. ROSA DE	297	296	96.20	95.89	0.31	78.20	3.96	0.00402	0.00	0.31	0.31	8	0.31	0.33	10.0	13.70	95.00	94.22
AV. STA. ROSA DE	296	295	95.89	95.64	0.25	48.00	5.21	0.00402	3.16	0.19	3.35	8	3.35	0.43	2.9	66.90	94.00	93.36
AV. STA. ROSA DE	294	295	96.71	95.64	1.07	75.90	14.10	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.35	12.1	12.90	95.42	94.50
C-F	313 D	313 C	96.70	97.00	-0.30	75.00	-4.00	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.33	10.0	13.40	95.41	94.66
C-F	313 C	313 B	97.00	96.55	0.45	75.00	6.00	0.00402	0.30	0.30	0.60	8	0.60	0.32	5.1	21.90	94.66	94.28
D	315	314	95.66	96.50	0.16	53.10	3.01	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.40	95.34	94.81
AV. MANUELITA SA	307	314	96.26	96.50	-0.24	54.60	-4.40	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	9.9	11.60	94.30	94.36
AV. MANUELITA SA	314	313	96.50	96.96	-0.46	56.10	-8.20	0.00402	0.43	0.23	0.66	8	0.66	0.42	10.7	19.30	94.36	93.76
AV. MANUELITA SA	313 A	313	97.32	96.96	0.36	85.10	4.23	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.42	19.0	12.30	95.60	93.98
AV. MANUELITA SA	313 A	298 B	97.32	95.73	1.59	75.10	21.17	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.51	35.7	10.00	95.60	92.92
C-F-D	295	313 B	95.64	96.55	-0.91	39.70	-22.92	0.00402	4.80	0.16	4.96	8	4.96	0.62	5.8	60.10	93.36	93.63
C-F-D	313 B	313	96.55	96.96	-0.41	47.90	-8.56	0.00402	5.56	0.19	5.76	8	5.76	0.61	5.0	67.50	93.63	93.39
G-H	313	318 A	96.96	96.23	0.73	40.50	18.02	0.00402	6.76	0.16	6.92	8	6.92	0.64	4.9	74.80	93.39	93.19
J-K	320	323	0.00	0.00	0.00	104.60	0.00	0.00402	0.00	0.42	0.42	8	0.42		0.0		0.00	0.00

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
R-N	327	326	94.45	93.92	0.53	50.00	10.60	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.27	8.0	11.80	92.96	92.56
JR. ALAN GARCIA	326	325	93.92	94.09	-0.17	55.30	-3.07	0.00402	0.20	0.22	0.42	8	0.42	0.28	4.9	18.70	92.56	92.29
JR. ALAN GARCIA	324	325	94.36	94.09	0.27	53.90	5.01	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.33	13.5	10.30	93.92	92.29
JR. ALAN GARCIA	324	317	94.36	94.41	-0.05	54.00	-0.93	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.31	11.3	11.40	93.92	92.41
CALLE SAN MARTIN	317	318	94.41	94.80	-0.39	64.50	-5.05	0.00402	0.22	0.26	0.48	8	0.48	0.38	19.1	16.30	92.41	91.76
CALLE SAN MARTIN	319	318	95.29	94.80	0.49	73.20	6.69	0.00402	0.00	0.29	0.29	8	0.29	0.33	10.4	13.20	93.97	93.21
R-L	325	323	94.09	95.18	-1.09	54.00	-20.19	0.00402	0.54	0.22	0.36	8	0.86	0.33	4.1	27.50	92.29	92.07
R-L	323	313	95.18	94.30	0.38	67.90	5.60	0.00402	1.28	0.27	1.55	8	1.55	0.41	4.6	35.60	92.07	91.76
M-J	318	318 A	94.80	96.23	-1.43	49.00	-29.18	0.00402	2.32	0.20	2.52	8	2.52	0.47	4.5	45.50	91.76	91.54
CH-D	344	343	94.23	95.79	-1.56	60.00	-25.00	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.24	5.0	14.30	93.17	92.87
C-CH-E	339	340	96.36	96.82	-0.46	45.30	-10.15	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.28	9.9	10.60	95.15	94.70
C-CH-E	340	341	96.82	96.65	0.17	63.50	2.68	0.00402	0.18	0.26	0.44	8	0.44	0.37	10.1	16.20	94.70	94.06
C-CH-E	341	342	96.65	96.89	-0.24	60.30	-3.98	0.00402	0.44	0.24	0.63	8	0.68	0.42	10.1	19.80	94.06	93.45
B-C	338	337	96.03	96.99	-0.96	60.50	-15.87	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.30	9.9	12.20	94.77	94.17
B-C	337	336	96.99	97.46	-0.47	54.00	-8.70	0.00402	0.24	0.22	0.46	8	0.46	0.37	10.0	16.50	94.17	93.63
CALLE G	330	331	96.69	97.19	-0.50	61.00	-8.20	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.31	11.0	11.90	95.44	94.77

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZÓN		COTA DE TERREÑO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/m	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
CALLE G	331	332	97.19	97.23	-0.04	61.50	-0.65	0.00402	0.24	0.25	0.49	8	0.49	0.39	10.9	16.70	94.77	94.10
A	335	334	97.30	98.50	-1.20	37.00	-32.43	0.00402	0.00	0.15	0.15	8	0.15	0.21	5.1	11.40	94.48	94.29
A	334	444	98.50	98.53	-0.03	5.50	-5.45	0.00402	0.15	0.02	0.17	8	0.17	0.25	7.3	11.10	94.29	94.25
A-CALLE G	334	333	98.50	97.28	1.22	54.40	22.43	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.30	9.9	11.60	95.29	94.55
A-CALLE G	333	332	97.28	97.23	0.05	54.30	0.92	0.00402	0.22	0.22	0.44	8	0.44	0.34	8.3	16.40	94.55	94.10
CALLE E	343	342	95.79	96.89	-1.10	50.00	-22.00	0.00402	0.24	0.20	0.44	8	0.44	0.29	5.2	18.90	92.87	92.61
CALLE E	342	346	96.89	97.46	-0.57	50.00	-11.40	0.00402	1.12	0.20	1.32	8	1.32	0.40	5.0	32.20	92.61	92.35
CALLE E	336	332	97.46	97.23	0.23	50.00	4.60	0.00402	1.78	0.20	1.98	8	1.98	0.44	4.8	39.70	92.36	92.12

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

HOJA No. 004

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	V	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
Y7-Y8-Y9	440	439	98.77	98.34	0.43	38.10	11.29	0.00402	0.00	0.15	0.15	8	0.15	0.32	17.6	8.5	97.57	96.90
Y7-Y8-Y9	440	437	98.77	98.83	-0.06	75.00	-0.80	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.33	10.1	13.5	97.57	96.81
Y6-Y7-Y9	436	437	99.58	98.83	0.75	50.00	15.00	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.33	15.0	10.2	98.37	97.63
Y6-Y7-Y9	437	435	98.83	98.85	-0.02	6.70	-2.99	0.00402	0.50	0.03	0.53	8	0.53	0.39	10.0	17.6	96.81	96.74
Y6-Y7-Y9	435	434	98.85	97.84	1.01	58.70	17.21	0.00402	0.53	0.24	0.76	8	0.76	0.4	8.0	22.1	96.74	96.27
Y7-Y8	435	439	98.85	98.34	0.51	69.00	7.39	0.00402	0.00	0.28	0.28	8	0.28	0.32	10.1	13	97.60	96.90
Y7-Y8	439	438	98.34	98.14	0.20	52.00	3.85	0.00402	0.43	0.21	0.64	8	0.64	0.34	6.0	21.8	96.90	96.59
Y5-Y6	433	432	100.21	97.76	2.45	95.00	25.79	0.00402	0.00	0.38	0.38	8	0.38	0.52	30.9	11.5	98.96	96.02
Y4-Y5	431	430	99.82	98.11	1.71	85.00	20.12	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.47	26.1	11.4	98.62	96.40
Y4	429 C	429 B	99.60	98.41	1.19	68.00	17.50	0.00402	0.00	0.27	0.27	8	0.27	0.39	17.9	11.2	98.13	96.91
JR. INCA ROCA	429 A	429	99.32	98.50	0.82	60.00	13.67	0.00402	0.00	0.24	0.24	8	0.24	0.34	13.7	11.2	97.99	97.17
AV. LA MARINA	426	427	100.06	99.84	0.22	51.40	4.28	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	9.9	11.4	98.85	98.34
AV. LA MARINA	427	428	99.84	98.92	0.92	54.40	16.91	0.00402	0.21	0.22	0.42	8	0.42	0.38	11.4	15.3	98.34	97.72
AV. LA MARINA	428	429	98.92	98.50	0.42	54.50	7.71	0.00402	0.42	0.22	0.64	8	0.64	0.41	10.1	19.2	97.72	97.17
AV. LA MARINA	429	429 B	98.50	98.41	0.09	26.40	3.41	0.00402	0.88	0.11	0.99	8	0.99	0.46	9.8	23.9	97.17	96.91
AV. LA MARINA	429 B	430	98.41	98.11	0.30	51.10	5.87	0.00402	1.26	0.21	1.47	8	1.47	0.53	10.0	28.7	96.91	96.40

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BOZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(mt)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)		
AV. LA MARINA	430	432	98.11	97.76	0.35	60.50	5.79	0.00402	1.81	0.24	2.05	8	2.05	0.49	6.3	37.8	96.40	96.02
AV. LA MARINA	441	438	98.89	98.14	0.75	35.00	21.43	0.00402	0.00	0.14	0.14	8	0.14	0.3	16.0	8.8	97.69	97.13
AV. LA MARINA	438	434	98.14	97.84	0.30	62.50	4.80	0.00402	0.78	0.25	1.03	8	1.03	0.37	5.1	28.4	96.59	96.27
AV. LA MARINA	434	432	97.84	97.76	0.08	50.70	1.58	0.00402	1.80	0.20	2.00	8	2.00	0.45	4.9	39.7	96.27	96.02
JR. MANCO CAPAC	432	417	97.76	98.04	-0.28	51.50	-5.44	0.00402	4.43	0.21	4.64	8	4.64	0.58	5.0	60.3	96.02	95.76
JR. MANUELITA SA	419	418	99.08	98.69	0.39	80.10	4.87	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.9	97.73	96.93
JR. MANUELITA SA	418	417	98.69	98.04	0.65	70.00	9.29	0.00402	0.32	0.28	0.60	8	0.60	0.4	10.0	18.7	96.93	96.23
JR. MANUELITA SA	413	414	99.81	99.77	0.04	54.00	0.74	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.3	10.0	11.7	98.55	98.01
JR. MANUELITA SA	414	415	99.77	99.02	0.75	54.10	13.86	0.00402	0.22	0.22	0.43	8	0.43	0.36	10.0	16	98.01	97.47
JR. MANUELITA SA	415	416	99.02	98.81	0.21	68.60	3.06	0.00402	0.43	0.28	0.71	8	0.71	0.42	10.1	20.2	97.47	96.78
JR. MANUELITA SA	416	417	98.81	98.04	0.77	68.60	11.22	0.00402	0.71	0.28	0.99	8	0.99	0.54	14.9	21.5	96.78	95.76
JR. MANCO CAPAC	417	421	98.04	98.98	-0.94	56.90	-16.52	0.00402	6.23	0.23	6.46	8	6.46	0.63	4.9	72.1	95.76	95.48
AV. BUASCAR	407	408	99.29	99.00	0.29	50.20	5.78	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.2	11.5	97.81	97.30
GI	397	408	98.93	99.00	-0.07	89.30	-0.78	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.7	97.71	96.82
AV. BUASCAR	408	409	99.00	98.84	0.16	35.30	4.53	0.00402	0.56	0.14	0.70	8	0.70	0.42	10.2	20	96.82	96.46
JR. MAYTA CAPAC	398	409	99.04	98.84	0.20	89.60	2.23	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.35	10.6	14.5	97.66	96.71



CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

BOJA Nro. 28

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COE. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EX TSUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	l/s/m	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
AV. HUASCAR	409	421	98.84	98.98	-0.14	51.00	-2.75	0.00402	1.06	0.20	1.27	8	1.27	0.56	13.7	24.9	96.46	95.76
JR. MANCO CAPAC	421	410	98.98	99.00	-0.02	33.30	-0.60	0.00402	7.72	0.13	7.86	8	7.86	0.67	5.1	79.2	95.48	95.31
CALLE EI	420	410	98.90	99.00	-0.10	85.10	-1.18	0.00402	0.00	0.34	0.34	8	0.34	0.38	13.7	13.3	97.64	96.47
JR. MANCO CAPAC	410	400	99.00	99.15	-0.15	56.60	-2.65	0.00402	8.20	0.23	8.43	8	8.43	0.79	7.6	73.9	95.31	94.88
AV. LA MARINA	426	425	100.06	99.71	0.35	62.00	5.65	0.00402	0.00	0.25	0.25	8	0.25	0.32	11.3	12.1	98.85	98.15
JR. MANUELITA SA	413	412	99.81	98.95	0.86	57.60	14.93	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.35	16.0	10.3	98.55	97.63
JR. MANUELITA SA	412	411	98.95	98.45	0.50	57.50	8.70	0.00402	0.23	0.23	0.46	8	0.46	0.52	26.6	13.1	97.63	96.10
JR. MANUELITA SA	424	411	97.44	98.45	-1.01	82.60	-12.23	0.00402	0.00	0.33	0.33	8	0.33	0.34	10.0	14.1	96.24	95.41
CALLE PIRALDO	425	411	99.71	98.45	1.26	53.70	23.46	0.00402	0.25	0.22	0.46	8	0.46	0.61	42.6	11.7	98.15	95.86
CALLE PIRALDO	411	403	98.45	97.89	0.56	56.20	9.96	0.00402	1.26	0.23	1.48	8	1.48	0.54	11.0	28.2	95.41	94.79
AV. HUASCAR	423	422	97.06	97.45	-0.39	55.40	-7.04	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.3	9.9	11.6	95.52	94.97
AV. HUASCAR	422	403	97.45	97.89	-0.44	55.40	-7.94	0.00402	0.22	0.22	0.44	8	0.44	0.34	8.1	16.9	94.97	94.52
AV. HUASCAR	404	403	98.39	97.89	0.50	56.70	8.82	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.34	14.6	10.9	96.68	95.85
CALLE PIRALDO	403	392	97.89	96.96	0.93	86.00	10.81	0.00402	2.16	0.35	2.50	8	2.50	0.48	5.0	44.1	94.52	94.09
CALLE INCA ROCA	396	407	98.88	99.29	-0.41	89.00	-4.61	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.7	97.68	96.79
CALLE JOSE OLAYA	395	406	98.24	99.19	-0.95	88.70	-10.71	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.7	96.96	96.07

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

BOJA Nro. 29

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO m/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V m/s	S (m/km)	Y (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
AV. HUASCAR	407	406	99.29	99.19	0.10	53.30	1.88	0.00402	0.36	0.21	0.57	8	0.57	0.4	10.1	18.2	96.79	96.25
AV. HUASCAR	406	405	99.19	98.69	0.50	55.40	9.03	0.00402	0.93	0.22	1.15	8	1.15	0.49	9.9	25.6	96.07	95.52
AV. HUASCAR	405	404	98.69	98.39	0.30	58.40	5.14	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.32	12.0	11.4	97.38	96.68
JR. PACHACUTEC	405	394	98.69	97.67	1.02	87.80	11.62	0.00402	1.15	0.35	1.50	8	1.50	0.63	16.6	25.7	95.52	94.06
M-N	404	393	98.39	97.26	1.13	87.00	12.99	0.00402	0.23	0.35	0.58	8	0.58	0.51	20.1	15.6	96.68	94.93
JR. BELLO HORIZO	372	373	97.54	98.07	-0.53	81.00	-6.54	0.00402	0.00	0.33	0.33	8	0.33	0.31	8.0	14.8	96.32	95.67
JR. BELLO HORIZO	373	374	98.07	98.62	-0.55	56.00	-9.82	0.00402	0.33	0.22	0.55	8	0.55	0.31	5.0	21.2	95.67	95.39
CALLE CARCAMO	374	379	98.62	98.43	0.19	75.00	2.53	0.00402	0.00	0.30	0.30	8	0.30	0.33	10.0	13.4	97.30	96.55
CALLE CARCAMO	374	371	98.62	98.30	0.32	60.20	5.32	0.00402	0.55	0.24	0.79	8	0.79	0.32	4.2	26.2	95.39	95.14
CALLE CARCAMO	371	367	98.30	98.27	0.03	55.00	0.55	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.3	10.0	11.7	96.95	96.40
CALLE CARCAMO	367	362	98.27	98.03	0.24	64.40	3.73	0.00402	0.00	0.26	0.26	8	0.26	0.31	9.9	12.7	96.79	96.15
AV. BOLOGNESI	363	362	97.54	98.03	-0.49	52.00	-9.42	0.00402	0.00	0.21	0.21	8	0.21	0.29	10.0	11.4	96.25	95.73
AV. BOLOGNESI	362	361	98.03	99.04	-1.01	67.00	-15.07	0.00402	0.47	0.27	0.74	8	0.74	0.43	10.0	20.6	95.73	95.06
AV. BOLOGNESI	361	360	99.04	98.93	0.11	80.00	1.37	0.00402	0.74	0.32	1.06	8	1.06	0.41	6.3	27.4	95.06	94.56
AV. SANCHEZ CERR	359	358	97.23	98.36	-1.13	50.00	-22.60	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.27	8.0	11.8	95.92	95.52
AV. SANCHEZ CERR	358	357	98.36	99.10	-0.74	56.00	-13.21	0.00402	0.20	0.22	0.43	8	0.43	0.29	5.0	18.8	95.52	95.24

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO			
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
AV. SANCHEZ CERR	357	356	99.10	99.28	-0.18	78.50	-2.29	0.00402	0.43	0.32	0.74	8	0.74	0.34	5.1	24.3	95.24	94.84	
B-I-J-K	355	354	97.19	97.86	-0.67	48.00	-13.96	0.00402	0.00	0.19	0.19	8	0.19	0.28	10.0	10.9	95.85	95.37	
B-I-J-K	354	353	97.86	98.60	-0.74	56.00	-13.21	0.00402	0.19	0.22	0.42	8	0.42	0.36	10.0	15.8	95.37	94.81	
B-I-J-K	353	352	98.60	99.45	-0.85	83.10	-10.23	0.00402	0.42	0.33	0.75	8	0.75	0.34	5.2	24.3	94.81	94.38	
M-J	351	350	98.33	99.09	-0.76	63.40	-11.99	0.00402	0.00	0.25	0.25	8	0.25	0.31	9.9	12.4	96.99	96.36	
M-Z	348	347	98.48	98.55	-0.07	58.30	-1.20	0.00402	0.00	0.23	0.23	8	0.23	0.3	9.9	11.9	97.27	96.69	
M	347	346	98.55	98.97	-0.42	57.40	-7.32	0.00402	0.23	0.23	0.46	8	0.46	0.37	10.1	16.5	96.69	96.11	
JR. JOSE OLAYA	367	365	98.27	99.19	-0.92	96.70	-9.51	0.00402	0.22	0.39	0.61	8	0.61	0.4	10.0	18.8	96.40	95.43	
Q-R	371	370	98.30	99.10	-0.80	51.90	-15.41	0.00402	0.79	0.21	1.00	8	1.00	0.34	4.0	29.7	95.14	94.93	
Q	375	370	99.06	99.10	-0.04	80.10	-0.50	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.33	10.0	13.9	97.70	96.90	
Q	375	380	99.06	98.46	0.60	54.20	11.07	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.32	12.0	11.2	97.70	97.05	
R	370	369	99.10	99.32	-0.22	44.20	-4.98	0.00402	1.32	0.18	1.50	8	1.50	0.41	5.0	34.3	94.93	94.71	
S	376	369	98.74	99.32	-0.58	80.00	-7.25	0.00402	0.00	0.32	0.32	8	0.32	0.34	10.4	13.8	97.29	96.46	
S	369	365	99.32	99.19	0.13	54.30	2.39	0.00402	1.82	0.22	2.04	8	2.04	0.49	6.1	38	94.71	94.38	
JR. JOSE OLAYA	365	364	99.19	99.01	0.18	51.80	3.47	0.00402	2.65	0.21	2.86	8	2.86	0.53	6.0	45	94.38	94.07	
P	375	376	99.06	98.74	0.32	44.10	7.26	0.00402	0.00	0.18	0.18	8	0.18	0.27	9.3	10.8	97.70	97.29	

CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP.DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF.DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT.SUP.	EXT.SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT.SUP.	EXT.INF.
P	376	377	98.74	97.73	1.01	52.80	19.13	0.00402	0.18	0.21	0.39	8	0.39	0.44	18.4	13.2	97.29	96.32
CALLE PIRALDO	379	380	98.43	98.46	-0.03	50.00	-0.60	0.00402	0.30	0.20	0.50	8	0.50	0.38	10.0	17.1	96.55	96.05
CALLE PIRALDO	380	382	98.46	96.86	1.60	96.60	16.56	0.00402	0.72	0.39	1.11	8	1.11	0.48	9.8	25.2	96.05	95.10
AV. PROGRESO	346	349	98.97	99.03	-0.06	50.70	-1.18	0.00402	0.45	0.20	0.67	8	0.67	0.41	9.9	19.7	96.11	95.61
AV. PROGRESO	349	350	99.03	99.09	-0.06	60.00	-1.00	0.00402	0.67	0.24	0.91	8	0.91	0.44	9.2	23.3	95.61	95.06
AV. PROGRESO	352	350	99.45	99.09	0.36	65.50	5.50	0.00402	0.75	0.25	1.01	8	1.01	0.37	5.0	28.3	94.38	94.05
AV. PROGRESO	356	360	99.28	98.93	0.35	54.70	5.40	0.00402	0.74	0.22	0.96	8	0.96	0.37	5.1	27.5	94.34	94.56
AV. PROGRESO	360	364	98.93	99.01	-0.08	66.20	-1.21	0.00402	2.02	0.27	2.28	8	2.28	0.46	4.7	42.8	94.56	94.25
AV. PROGRESO	364	368	99.01	98.68	0.33	67.40	4.30	0.00402	0.90	0.27	0.27	8	0.27	0.32	10.1	12.8	97.67	96.99
AV. PROGRESO	368	377	98.68	97.73	0.95	67.50	14.07	0.00402	0.27	0.27	0.54	8	0.54	0.38	9.3	18.1	96.95	96.32
AV. PROGRESO	377	382	97.73	96.86	0.87	53.10	16.38	0.00402	0.93	0.21	1.14	8	1.14	0.65	23.0	20.8	96.32	95.10
AV. PROGRESO	391	390	98.87	99.13	-0.25	90.00	-2.89	0.00402	0.00	0.36	0.36	8	0.36	0.34	10.0	14.7	97.47	96.57
AV. PROGRESO	389	390	99.55	99.13	0.42	56.00	7.50	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.3	10.0	11.7	98.09	97.53
AV. PROGRESO	350	390	99.09	99.13	-0.04	19.20	-2.08	0.00402	2.18	0.08	2.26	8	2.26	0.46	4.7	43.3	94.05	93.96
Z-31	390	401	99.13	99.09	0.04	67.50	0.59	0.00402	2.84	0.27	3.11	8	3.11	0.51	4.9	49.5	93.96	93.63
AV. SANTA CRUZ	399	388	99.10	99.42	-0.32	50.00	-6.40	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.2	11.5	97.90	97.39

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIP. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS (mt)	(mt)	TERRENO mt/km	DESCARGA l/s/mt	AGUAS ARRIBA l/s	DEL TRAMO l/s	AGUAS ABAJO l/s	DIAM. (pulg)	Q l/s	V mt/s	S (mt/km)	Y (mm)	EXT. SUP.	EXT. INF.
AV. SANTA CRUZ	389	388	99.55	99.42	0.13	48.60	2.67	0.00402	0.00	0.20	0.20	8	0.20	0.29	10.1	11.2	98.09	97.60
AV. SANTA CRUZ	388	387	99.42	99.03	0.39	82.00	4.76	0.00402	0.40	0.33	0.73	8	0.73	0.44	11.2	20	97.39	96.47
AV. SANTA CRUZ	387	386	99.03	98.91	0.12	102.00	1.18	0.00402	0.73	0.41	1.13	8	1.13	0.49	10.0	25.3	96.47	95.45
AV. SANTA CRUZ	364	386	99.01	98.91	0.10	24.20	4.13	0.00402	5.14	0.10	5.24	8	5.24	0.6	5.0	64.2	94.07	93.95
T-0	386	395	98.91	98.24	0.67	68.70	9.75	0.00402	6.37	0.28	6.65	8	6.65	0.58	3.9	77.8	93.95	93.68
AV. PROGRESO	386	385	98.91	98.46	0.45	56.00	8.04	0.00402	0.00	0.22	0.22	8	0.22	0.3	10.0	11.7	97.24	96.68
AV. PROGRESO	385	384	98.46	97.57	0.89	56.00	15.89	0.00402	0.22	0.22	0.45	8	0.45	0.37	10.0	16.3	96.68	96.12
AV. PROGRESO	384	383	97.57	96.79	0.78	54.70	14.26	0.00402	0.45	0.22	0.67	8	0.67	0.52	18.6	17	96.12	95.10
AV. PROGRESO	382	383	96.86	96.79	0.07	19.00	3.68	0.00402	2.25	0.08	2.33	8	2.33	0.53	6.8	39.5	95.10	94.97
CALLE PIRALDO	383	392	96.79	96.96	-0.17	70.20	-2.42	0.00402	3.00	0.28	3.28	8	3.28	0.67	10.1	42.4	94.97	94.26
AV. PROGRESO	392	393	96.96	97.26	-0.30	54.90	-5.46	0.00402	5.78	0.22	6.00	10	6.00	0.5	2.9	72.9	94.09	93.33
AV. PROGRESO	393	394	97.26	97.67	-0.41	59.20	-6.93	0.00402	5.33	0.24	6.57	10	6.57	0.51	2.9	76.4	93.93	93.75
AV. PROGRESO	394	395	97.67	98.24	-0.57	54.30	-10.50	0.00402	8.07	0.22	8.29	10	8.29	0.54	2.8	87.1	93.75	93.61
AV. PROGRESO	395	396	98.24	98.88	-0.64	54.80	-11.63	0.00402	14.94	0.22	15.16	10	15.16	0.62	2.6	123.9	93.61	93.47
AV. PROGRESO	396	397	98.88	98.93	-0.05	50.00	-1.00	0.00402	15.16	0.20	15.36	10	15.36	0.6	2.4	127.8	93.47	93.35
AV. PROGRESO	397	398	98.93	99.04	-0.11	37.00	-2.97	0.00402	15.36	0.15	15.50	10	15.50	0.63	2.7	124.2	93.35	93.25

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	(m)	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
					(m)	(m)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(m/km)	(aa)		
AV. PROGRESO	398	400	99.04	99.15	-0.11	50.00	-2.20	0.00402	15.50	0.20	15.71	10	15.71	0.62	2.6	126.5	93.26	93.13
AV. PROGRESO	400	401	99.15	99.09	0.06	96.00	0.63	0.00402	24.13	0.39	24.52	10	24.52	0.68	2.5	170.4	93.13	92.89
AV. PROGRESO	401	402	99.09	98.92	0.17	82.00	2.07	0.00402	27.53	0.33	27.96	10	27.96	0.58	2.4	192	92.89	92.59
AV. PROGRESO	402	442	98.92	98.99	-0.07	57.00	-1.23	0.00402	27.95	0.23	28.19	10	28.19	0.59	2.5	190	92.69	92.55
AV. TUPAC AMARU	153	442	98.83	98.99	-0.16	16.50	-9.70	0.00402	42.53	0.07	43.64	14	43.64	0.71	1.3	230.5	92.58	92.55
AV. TUPAC AMARU	196	442	98.30	98.99	-0.19	16.20	-11.73	0.00402	6.35	0.07	6.91	8	6.91	0.32	9.9	62.1	94.56	94.40
CALLE G	442	443	98.99	98.99	0.00	111.30	0.00	0	55.56	0.00	55.56	14	55.56	0.78	2.1	239.9	92.55	92.31
CALLE G	443	444	98.99	98.53	0.46	87.30	5.29	0	55.56	0.00	55.56	14	55.56	0.76	2.0	244.2	92.31	92.14
CALLE G	444	445	98.53	97.16	1.37	112.50	12.17	0	55.73	0.00	55.73	14	55.73	0.76	2.0	244.8	92.14	91.92
CALLE G	253	445	97.32	97.16	0.16	10.30	15.53	0.00402	3.95	0.04	3.99	8	3.99	0.7	9.7	47.2	95.42	95.32
CALLE G	332	445	97.23	97.16	0.07	4.30	14.58	0	2.91	0.00	2.91	8	2.91	0.55	6.3	44.9	92.12	92.09
CALLE G	445	446 C	97.16	96.43	0.73	261.10	2.30	0	62.63	0.00	62.63	14	62.63	0.78	2.0	268.8	91.65	91.13
MELITON CARBAJAL	71 A	71 B	0.00	0.00	0.00	200.50	0.00	0	5.44	0.00	6.44	10	6.44	0.52	0.0	74.9	0.00	0.00
MELITON CARBAJAL	71 B	173 B	100.15	98.72	1.43	273.20	5.23	0	17.99	0.00	17.99	10	17.99	0.61	2.3	142.5	95.60	94.97
MELITON CARBAJAL	173 B	101 A	98.72	98.27	0.45	138.50	3.25	0.00402	23.76	0.56	24.32	10	24.32	0.74	0.2	157.2	94.97	94.94
AV. GRAU	101 B	101 A	98.41	98.27	0.14	6.00	23.33	0	5.50	0.00	5.50	8	5.50	0.67	6.7	61.1	95.92	95.88

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE	LONGITUD	PENDIEN.	COEF. DE	CAUDAL	CONTRIB.	CAUDAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. SUP.	COTAS	TERRENO	DESCARGA	AGUAS	DEL	AGUAS	DIAM.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.	
					(mt)	(mt)	mt/km	l/s/mt	l/s	l/s	(pulg)	l/s	mt/s	(mt/km)	(mm)			
AV. GRAU	101 A	302 B	98.27	95.40	2.87	457.70	6.27		29.32	0.00	29.82	10	29.82	0.83	4.5	170.3	94.94	92.86
CALLE MELITON CA	302 B	302 D	95.40	94.56	0.84	68.50	12.24		34.50	0.00	34.60	10	34.60	1.25	9.9	136	92.86	92.18
CALLE MANUELITA	302 D	298 B	94.56	95.73	-1.17	123.90	-9.44		34.60	0.00	34.50	12	34.60	0.72	2.3	190.6	92.18	91.90
CALLE MANUELITA	298 B	318 A	95.73	96.23	-0.50	181.70	-2.75		39.48	0.00	39.43	12	39.48	0.7	2.0	220.9	91.90	91.54
CALLE MANUELITA	318 A	307 B	96.23	96.20	0.03	110.30	0.27		48.91	0.00	48.91	12	48.91	0.79	2.5	241.9	91.54	91.26
CALLE SAN SEBAST	307 A	307 B	96.10	96.20	-0.10	10.00	-10.00		7.94	0.00	7.94	8	7.94	0.67	5.0	80.1	94.07	94.02
AV. GRAU	307 B	446 C	96.20	96.43	-0.23	51.50	-4.45		56.35	0.00	56.35	14	56.85	0.84	2.5	229.2	91.26	91.13
LLEGADA A CAMARA	446 C	C.B.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		119.48	0.00	119.48	16	119.48	1.31	0.0	269.4	0.00	0.00

### **9.6.10.3 Planos de diseño de la red de alcantarillado.**

Basándonos en el diseño de alcantarillado descrito en los puntos arriba indicados, topografía y la metodología del cálculo hidráulico, se han elaborado los planos respectivos del proyecto de alcantarillado de la Zona Alta de Paita, como son: Plano N<sup>o</sup>XIII.3 Red general de colectores; plano N<sup>o</sup> XIII.4 Diagrama de flujos, plano N<sup>o</sup> XIII.5 Conexiones domiciliarias, planos de Perfiles longitudinales desde el N<sup>o</sup> XIII.6 al N<sup>o</sup>XIII.23, plano N<sup>o</sup> XIII.24 Detalle de conexiones domiciliarias y plano N<sup>o</sup>XIII.25 Detalle de buzones típicos.

### **9.7 Evaluación de la cámara de bombeo existente.**

La cámara de bombeo existente fue diseñada para recepcionar un caudal máximo horario de contribución de 90 lps. y un caudal de bombeo de 50 lps por cada equipo (se encuentran instalados 3).

Para la ejecución de esta cámara de bombeo ya que es existente, el volumen de la cámara húmeda ha sido calculado para un tiempo o período de retención de 8 minutos y un caudal de diseño con el promedio anual de las condiciones futuras o sea al final del



período de diseño para un volumen útil de 24 mt<sup>3</sup>.

Según los cálculos efectuados para las condiciones nuevas de acuerdo al proyecto elaborado para la zona alta de Paita, se tiene los siguientes condiciones hidráulicas o parámetros de diseño:

$$Q_p = 68.83 \text{ lps.}$$

$$Q_{nh} = 123.89 \text{ lps.}$$

$$Q_{nhc} = 90\%Q_{nh} = 99.11 \text{ lps.}$$

#### 9.7.1 Elección del caudal mínimo de contribución ( $Q_{nfc}$ ):

Se tomará el valor comparado de las condiciones siguientes:

$$Q_{nfc} = 15\%Q_{nhc} = 14.87 \text{ lps.}$$

$$Q_{nfc} = 50\%Q_p = 34.42 \text{ lps.}$$

Optándose por elegir un  $Q_{nfc} = 34.42 \text{ lps.}$  por ser el valor más desfavorable.

#### 9.7.2 Determinación del caudal de bombeo ( $Q_b$ ).

$$K = Q_{nhc}/Q_{nfc} = 99.11/34.42 = 2.88$$

$$a = t_1/t = 30'/10' = 3$$

Donde:  $t_1$  = Período de retención máximo.

$t$  = Período de retención mínimo.

Se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$(K^2 - a)^2 > 4(K - a)[K(K - a - 1 + aK)]$$

Reemplazando los valores de K y a:

$$(2.88^2 - 3)^2 > 4(2.88 - 3)[2.88(2.88 - 3 - 1 + 3 \times 2.88)]$$

$$28.03 > -10.428$$

Se cumple la desigualdad.

Resolviendo la siguiente ecuación:

$$K_1^2 (K - a) - K_1(K^2 - a) + K(K - a) - K(1 - aK) = 0$$

Reemplazando, tendremos:

$$-0.12K_1^2 - 5.29K_1 + 21.65 = 0$$

De donde:

$$K_1' = -47.71 \quad y$$

$$K_1'' = 3.77$$

Escogemos el valor de 3.77 por ser valor positivo.

Resumiendo tenemos:

$$K = 2.88$$

$$a = 3.00$$

$$K_1 = 3.77$$

$$Q_{\text{fnc}} = 34.42 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{hc}} = 99.11 \text{ lps}$$

Por lo tanto, el caudal de bombeo será el siguiente:

$$Q_b = K_1 Q_{\text{fnc}}$$

$$Q_b = 3.77 \times 34.42 = 129.76 \text{ lps.}$$

### 9.7.3 Cálculo del volumen útil (V).

$$V = t \cdot k \cdot Q_{\text{fnc}} \cdot (K_1 - 1) / (K_1 - 1 + K)$$

Reemplazando:

$$V' = 10 \times 60 \times 2.88 \times 34.42 \times (3.77 - 1) / (3.77 - 1 + 2.88)$$

$$V = 29.15 \text{ mt}^3.$$

#### 9.7.4 Cálculo del período de retención mínimo:

$$t_{\text{min. llenado}} = V/Q_{\text{shc}} = 29.15/99.11 = 4.9 \text{ min.}$$

$$t_{\text{min. vaciado}} = V/(Q_b - Q_{\text{shc}}) \\ = 29.15/(129.76-34.42) = 5.1 \text{ min.}$$

Por lo tanto,  $\Sigma t = 10 \text{ min.}$ , por lo que cumple ya que el período de retención mínimo debe ser ese tiempo.

#### 9.7.5 Cálculo del período de retención máximo:

$$t_{\text{máx. llenado}} = V/Q_{\text{shc}} = 29.15/34.42 = 14.1 \text{ min.}$$

$$t_{\text{máx. vaciado}} = V/(Q_b - Q_{\text{shc}}) \\ = 29.15/(129.76-99.11) = 15.9 \text{ min.}$$

Por lo tanto,  $\Sigma t = 30 \text{ min.}$ , por lo que cumple ya que el período de retención máximo debe ser ese tiempo.

#### 9.7.6 Diagnóstico.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede observar que existe un déficit de volumen útil de almacenamiento de  $V_d = 30-24 = 6 \text{ mt}^3$ , los cuales serían necesarios al final del período de diseño del presente proyecto. Por ello, se buscaría incrementar el volumen útil de la cámara existente y esto se puede lograr elevando el nivel máximo de la cámara húmeda en unos 0.50 mts., sin necesidad de ampliar la cámara. Actualmente, el volumen útil necesario para la cámara es de 19.27  $\text{mt}^3$ . que sí son

cubiertos con la cámara sin ningún problema, por ello, se recomienda solamente acondicionar la cámara existente para que pueda recepcionar mayor volumen de almacenamiento.

#### 9.8 Evaluación de la línea de impulsión existente.

La cámara de bombeo existente cuenta con una línea de impulsión de diámetro  $\phi 10''$  de material PVC con una longitud de 3,365 mt. y cuenta con dos dispositivos de válvulas de purga y una válvula de aire (ver plano N<sup>o</sup> III.7 ). Según los estudios iniciales indicaba la ejecución de una línea de impulsión de  $\phi 12$  ó  $\phi 14''$  pero, por razones no conocidas, se instaló la línea de impulsión con el diámetro de 10".

Para el presente estudio y para el período de diseño se tiene:

$$\text{Volumen útil (V)} = 29.15 \text{ mt}^3.$$

$$\text{Caudal de bombeo (Q}_b\text{)} = 129.70 \text{ lps.}$$

Del perfil longitudinal de la línea tenemos:

$$\text{- Longitud (L)} = 3,365 \text{ mts.}$$

$$\text{- Altura geométrica (H}_g\text{)} = N_{\text{illeg}} - N_{\text{min}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} N_{\text{min}} &= \text{Nivel mínimo de cámara humeda} \\ &= 60.90 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{illeg}} &= \text{Nivel de llegada a la laguna} \\ &= 72.35 \text{ msnm.} \end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$H_g = 72.35 - 60.90$$

$$H_g = 11.45 \text{ mt.}$$

$$\text{- Pérd. de carga x fricción } (h_f) = h_{f_{succ}} + h_{f_{imp}}$$

$$\text{- Presión de salida } (P_s) = 2.00 \text{ mts.}$$

$$\text{- Altura dinámica total } (H_{dt}) = H_g + h_f + P_s$$

Considerando despreciable la pérdida de carga por succión y haciendo uso de la fórmula de Hazen & Williams para el cálculo de la pérdida de carga por tubería, se elaboró un gráfico de diámetro vs pérdida de carga (ver gráfico NO IX.1) cuyos datos tabulados se muestran en el cuadro NO IX.1 el cual permite determinar el diámetro económico y luego, utilizando el ábaco de rango económico se determinó finalmente como diámetro recomendable el valor de  $\phi 14''$ .

Con el diámetro de  $\phi 14''$  se determinó la potencia de la bomba.

Primeramente calculamos la altura dinámica total.

$$H_{dt} = H_g + h_f + P_s$$

$$H_{dt} = 11.45 + 13.17 + 2$$

$$H_{dt} = 26.62 \text{ mts.}$$

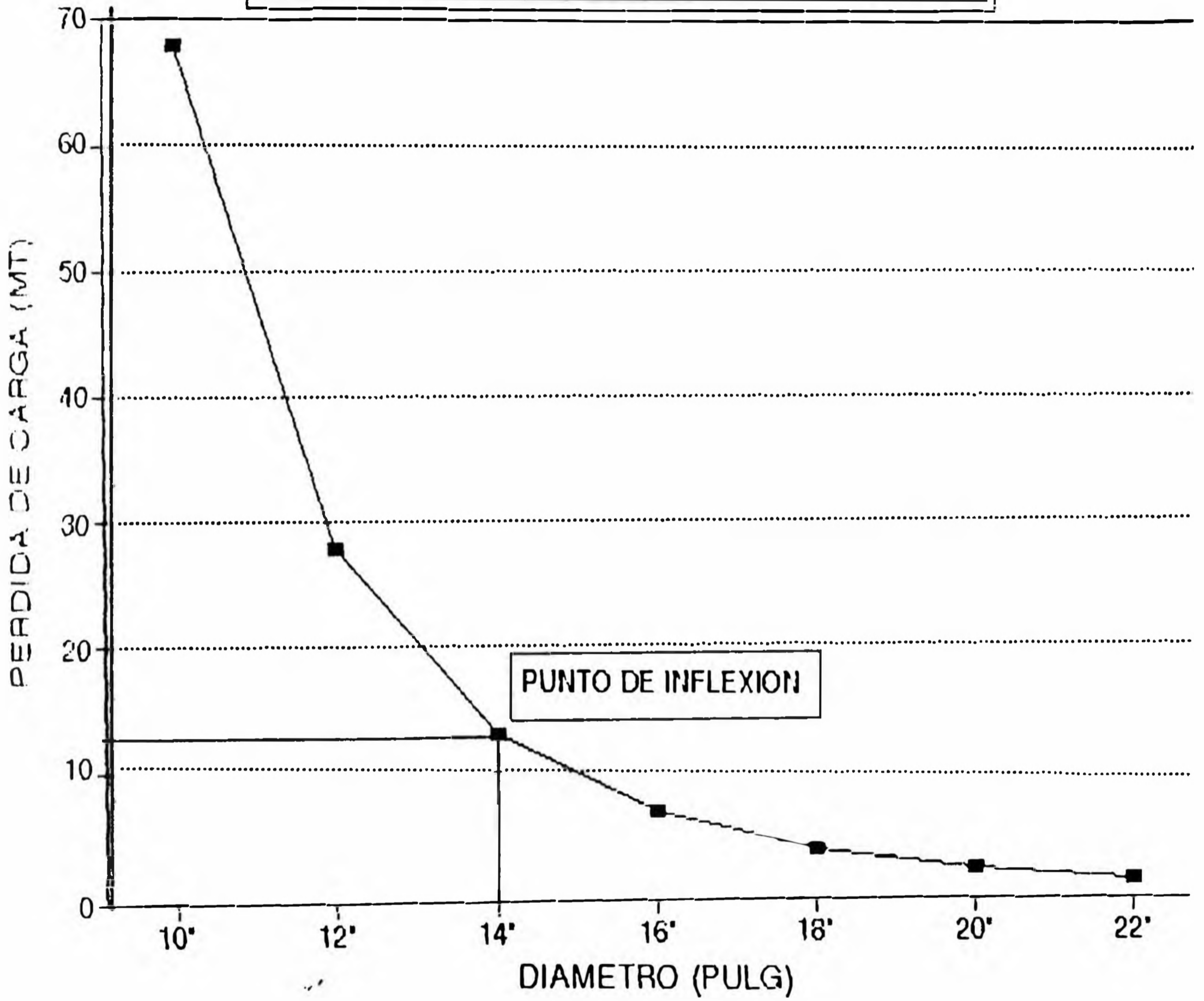
Luego, la potencia de la bomba es:

$$HP = \frac{Q \times H}{76\epsilon} \dots\dots\dots (I)$$

Donde:

HP - Potencia en HP.

GRAFICO Nro. IX.1  
DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO



COADRO Nro. IX.1  
 VALORES PARA LA DETERMINACION DEL DIAMETRO DE LA LINEA DE IMPULSION

DIAMETROS	CAUDAL (lps)	LONG. (km)	PRESION (m.c.a.)	COTA TERRENO PARTIDA (msnm)	COTA PIEZ. PARTIDA (msnm)	Hf (mts)	COTA PIEZ. LLEGADA (msnm)	COTA TERRENO LLEGADA	PRESION LLEGADA
6"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	815.68	-724.78	72.35	-797.13
8"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	200.94	-110.04	72.35	-182.39
10"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	67.78	23.12	72.35	-49.23
12"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	27.89	63.01	72.35	-9.34
14"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	13.17	77.73	72.35	5.38
16"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	6.87	84.03	72.35	11.68
18"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	3.87	87.03	72.35	14.68
20"	129.70	3.37	30.00	60.90	90.90	2.32	88.58	72.35	16.23

$$Q = \text{Caudal} = Q_b/3 = 43.23 \text{ lps.}$$

$$H = \text{Altura dinámica total} = 26.62 \text{ mt.}$$

$$\epsilon = \text{Eficiencia} = 67\%.$$

Reemplazando en (I), tenemos:

$$HP = \frac{43.23 \times 26.62}{76 \times 0.67} = 22.6 \text{ HP}$$

Se ha obtenido 23 HP para cada bomba ya que consideramos 3 bombas en uso.

Al comprobar los datos de las bombas existentes observamos que tienen una capacidad de bombeo cada una de 50 lps y 14 HP de potencia, y al querer aprovechar estos equipos instalados para el período de diseño del presente estudio se dividió el caudal de bombeo de diseño que es de 129.70 lps por 3 resultando un caudal de 43.23 lps y una potencia de 23 HP lo que implica que cada bomba instalada puede bombear dicho caudal pero que no tendría la potencia requerida para vencer la altura dinámica total.

De acuerdo al análisis antes descrito se ha optado por sugerir la instalación de 3 equipos de bombeo nuevos cuyas características de cada bomba serían:

$$Q = Q_b/2 = 129.70/2 = 65 \text{ lps.}$$



$$\text{HDT} = 27 \text{ mt.}$$

$$65 \times 27$$

$$\text{HP} = \frac{\quad}{76 \times \epsilon} = 35 \text{ HP}$$

$$76 \times \epsilon$$

Consideramos la operación de 2 equipos de bombeo y uno en alternancia o stand by para suplir emergencias.

En lo referente a la línea de impulsión la existente es de un diámetro  $\phi 10''$  pero según los cálculos, se tendría una pérdida de carga muy grande por lo que se debe reemplazar esta línea por otra de  $\phi 14''$ .

## CAPITULO X

### SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE EL USO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

#### 10.1 Introducción.

Un alto porcentaje de aguas residuales son evacuadas al mar y otros cuerpos de agua (ríos, lagos, etc.) sin ningún tratamiento previo. Asimismo, esta agua es utilizada para el riego de vegetales que sirven para el consumo humano. Por otro lado, el grado de contaminación es mayor en aguas abajo de los ríos de la costa del Perú pudiendo alcanzar niveles muy altos de contaminación fecal. De acuerdo a esto, es recomendable adoptar medidas de control para el tratamiento de las aguas residuales y el grado de calidad de la misma para el riego de vegetales que son dados para el consumo humano.

Los casos de cólera observados por un Grupo Científico de la Organización Mundial de la Salud permitieron determinar que éstos son causados por el riego de cultivo de verduras con aguas residuales sin ningún tratamiento, debido a que esta bacteria patógena puede sobrevivir en el suelo más de 10 días

y en los cultivos más de dos días. Por ello se recomienda el tratamiento de las aguas residuales hasta reducir el nivel de coliformes fecales a 1000 nmp/100 ml, si se desea regar cultivos para consumo humano directo.

En localidades situadas en valles desérticos o semidesérticos, se puede justificar el cambio de uso del agua agrícola de origen superficial por el de aguas residuales tratadas. Este planteamiento permite optimizar el uso de los recursos hídricos pues mejora el servicio de abastecimiento de agua doméstico y permite consolidar los terrenos agrícolas en producción, pudiendo incluso beneficiarse por la ampliación de la frontera agrícola.

En el caso de la localidad de Paita, la zona destinada al área ecológica se puede convertir, en el peor de los casos, en un área verde que sirva de parque recreacional o vivero de árboles que permitan cambiar el microclima de esa zona permitiendo un atractivo turístico y a la vez brindando un pulmón oxigenador del ambiente contribuyendo a bajar los niveles de contaminación producto de las industrias pesqueras asentadas en esta localidad.

Asimismo, con un mayor esfuerzo se puede conseguir ganar área agrícola para el sembrado de plantas de tallo alto que den frutos comestibles para el ser humano. Todo esto bajo un estricto control bacteriológico y una adecuada dirección técnico-

sanitaria, sin la cual los niveles de mejoramiento y preservación de la salud pública decaerían o serían impactados negativamente.

Una alternativa de tratamiento de aguas residuales y la cual es aceptada mayormente es la de las lagunas de estabilización que por su bajo costo de operación y mantenimiento se han vuelto populares y de mayor uso a nivel de Latinoamérica y el Caribe, pero no por ello dejan de ser complejas y de extrema precaución.

Por ello, se plantea la Rehabilitación y mejoramiento de las lagunas existentes en Paita y adecuarlas de tal manera que permitan un uso racional del agua tratada en ellas y que en lugar de ser desechadas al mar se vuelvan productivas y generadoras de empleo y desarrollo de la zona de Paita tal como ha sucedido en otros lugares de la costa peruana.

## 10.2 Lagunas de estabilización.

### 10.2.1 Definición.

Las lagunas de estabilización de tratamiento de aguas residuales son estructuras sencillas de tierra compactada, abiertas al medio ambiente (sol y aire) y que almacenan las aguas residuales crudas con el propósito de que éstas sean tratadas en forma natural. Generalmente son de poca profundidad (1-4 mt) y con períodos de retención de magnitud

considerable (de 1 a 40 días).

Las lagunas de estabilización sirven tanto a la depuración de las aguas residuales domésticas como a las de aguas residuales industriales.

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración, o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico. Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

La Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O.) de las aguas residuales crudas descargadas en una laguna de estabilización, y del efluente de las mismas, es el parámetro que se utiliza para evaluar el comportamiento y condiciones de trabajo de las lagunas de estabilización.

De acuerdo a las recomendaciones dadas por el Cepis (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria) se debe tomar en cuenta lo siguiente:

Los parásitos son removidos en una laguna primaria con 10 días de retención. Para remoción total se requiere de una serie

primaria y secundaria con retención total de 20 días.

Las tasas de mortalidad neta de coliformes fecales (y también salmonellas) ha sido establecida, a 20°C, como un valor promedio aceptable de  $0.84 \text{ día}^{-1}$  en lagunas facultativas.

La eficiencia de la remoción de coliformes fecales en una laguna depende de la dispersión.

El factor de dispersión "d" se denomina número de dispersión del reactor y es adimensional.

Se recomienda que se establezcan objetivos uniformes, o sea que se dimensionen las lagunas para remoción eficiente de DBO y coliformes fecales conjuntamente.

## 10.2.2 Clasificación de lagunas de estabilización.

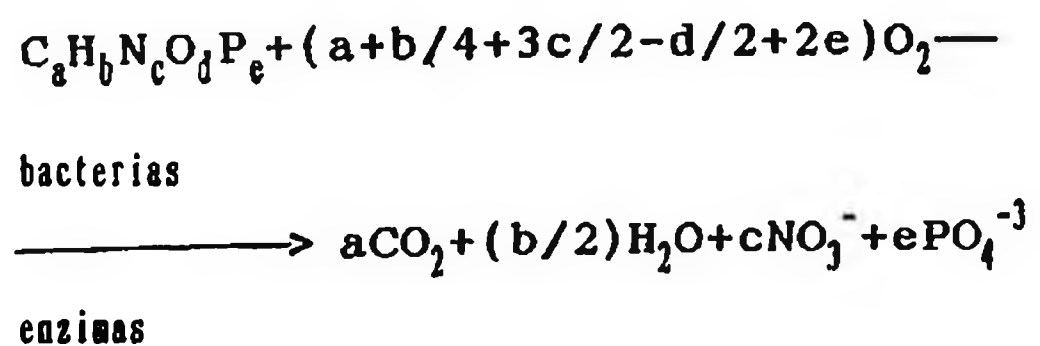
### 10.2.2.1 Por su contenido de oxígeno.

#### a) Lagunas aeróbicas.

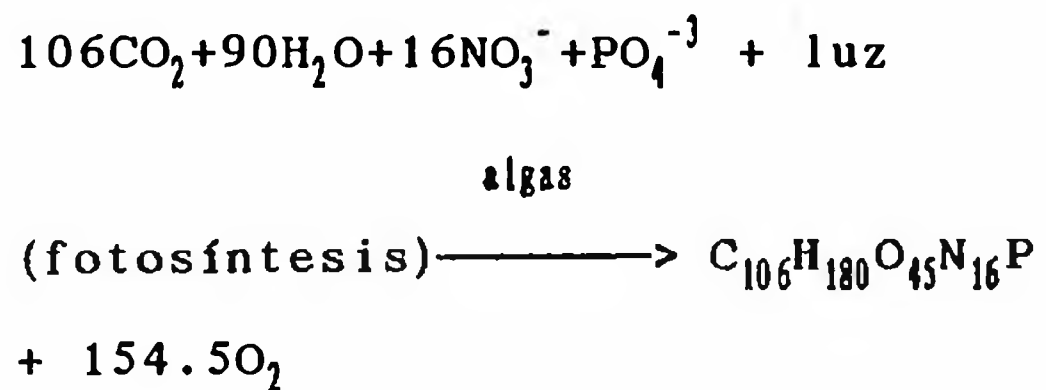
La presencia de sustancias degradables suspendidas y disueltas son estabilizadas en las lagunas aerobias por las poblaciones aeróbicas microbianas abastecidas del oxígeno necesario mediante la fotosíntesis de las algas, así como por la transferencia de gases en la

superficie de la laguna, algunas veces con el soporte de aireación mecánica o difundida.

El proceso aeróbico se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo en presencia de oxígeno, produciéndose compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aeróbicas. Nos encontramos pues ante un caso de simbiosis. El proceso de desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales. El investigador Gloyna representa esta reacción de la siguiente manera:



A su vez, las algas logran sintetizar materia orgánica que se incorpora a su propio protoplasma, como organismos autotróficos que son. Este proceso que se lleva a cabo en presencia de la luz solar recibe el nombre de fotosíntesis. En el mismo se desprende oxígeno (que es aprovechado por las bacterias aeróbicas para satisfacer la DBO) tal como se muestra en la siguiente reacción:



Las ecuaciones antes presentadas ilustran lo que sucede en el estrato aeróbico de una laguna facultativa. La materia orgánica muerta (putrescible) es desdoblada en compuestos inorgánicos por las bacterias. Estos compuestos inorgánicos son aprovechados por las algas para sintetizar materia orgánica viva (no putrescible).



En otras palabras, hay una reacción que produce el oxígeno que se consume y, como resultado final, tenemos que materia orgánica muerta se transforma en materia orgánica viva que pasa a formar parte del protoplasma de las algas.

Se han construido lagunas de poca profundidad (0.15 - 0.20 mt) que mantienen oxígeno disuelto en todo el tirante de agua; se llaman lagunas aeróbicas y han caído en desuso por su baja eficiencia y difícil operación.

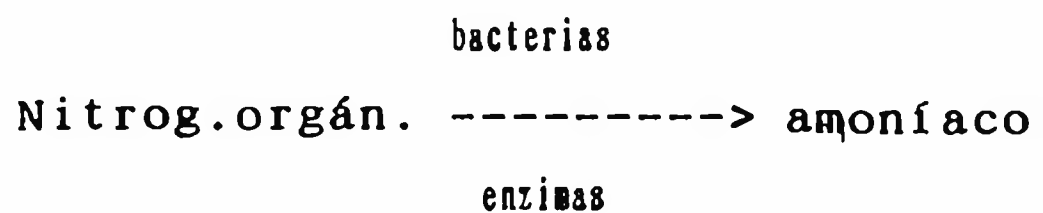
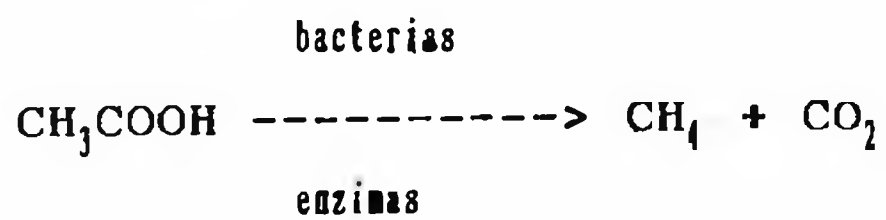
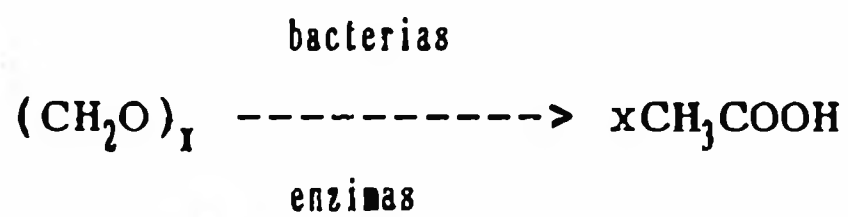
b) Lagunas anaeróbicas.

La presencia de sustancias degradables en una laguna de estabilización anaeróbica se estabilizan por las poblaciones microbianas anaeróbicas en ausencia continuada del oxígeno disuelto; en la cual la carga orgánica aumenta mucho y la DBO excede la producción de oxígeno de las algas. No existe un límite exacto en el que se pueda

garantizar que una laguna va a trabajar como anaeróbica o facultativa.

Las reacciones anaeróbicas son más lentas y los productos de las mismas originan malos olores. Los microorganismos causantes de la descomposición de la materia orgánica se dividen en dos grupos. El primero hidroliza y fermenta compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, de los cuales los más corrientes son el ácido acético y el ácido propiónico. Este grupo de microorganismos se compone de bacterias facultativas y anaerobias, llamadas bacterias formadoras de ácidos. El segundo grupo convierte los ácidos orgánicos del primer grupo en gas metano y anhídrido carbónico. Las bacterias responsables de esta conversión son anaerobias estrictas y se llaman bacterias formadoras de metano. En esta segunda fase tiene lugar la estabilización del residuo, al

convertirse los ácidos orgánicos en metano y anhídrido carbónico; el gas metano así obtenido es insoluble y su separación de la solución representa la estabilización real del residuo. Los mecanismos de la descomposición anaeróbica son sumamente complejos y aún no están completamente aclarados. El estudioso investigador Gloyna representa las reacciones que se realizan en la descomposición anaeróbica de la siguiente manera:



En el proceso anaeróbico las bacterias suelen aprovechar parte de los nutrientes inorgánicos en

la fabricación de su propio protoplasma celular, cosa que también suele suceder en el proceso aeróbico. Sin embargo, llama la atención el hecho de que ambos casos el resultado final es una disminución notable de bacterias, lo cual ocurre como consecuencia del agotamiento de los nutrientes y de otros fenómenos, aún no muy claramente comprendidos, en los que juegan un papel muy importante el período de retención, la temperatura, la luz solar (esta última principalmente en el caso de las lagunas facultativas y aeróbicas).

**c) Lagunas facultativas.**

Quando la carga orgánica aplicada a las lagunas es baja (entre 250 a 350 kg de  $\text{DBO}_5/\text{Há.día}$  a alturas moderadas y temperaturas entre  $10^\circ\text{C}$  y  $30^\circ\text{C}$ ), el estrato superior de las lagunas se suele llenar de algas microscópicas (clorelas,

euglenas, etc.), que en presencia de la luz solar producen grandes cantidades de oxígeno disuelto (OD). El estrato inferior de estas lagunas está en condiciones anaeróbicas debido a la limitada penetración de luz solar (de 5 a 15 cm.).

En la práctica el oxígeno se mantiene en la capa superior por la presencia de algas o por el uso de aireadores de superficie. Si se usa este último, las algas no son necesarias. La comunidad biológica en la capa superior o aerobia es similar a la de una laguna aerobia mientras que los microorganismos en la capa inferior de la laguna son bacterias facultativas y anaerobias.

Fenómenos que se llevan a cabo en una laguna de estabilización facultativa:

- Sedimentación
- Digestión de lodos (anaeróbica)
- Estabilización aeróbica de

la materia orgánica disuelta y suspendida:

- Consumo de oxígeno disuelto.
- Producción de CO<sub>2</sub>.

- Fotosíntesis:

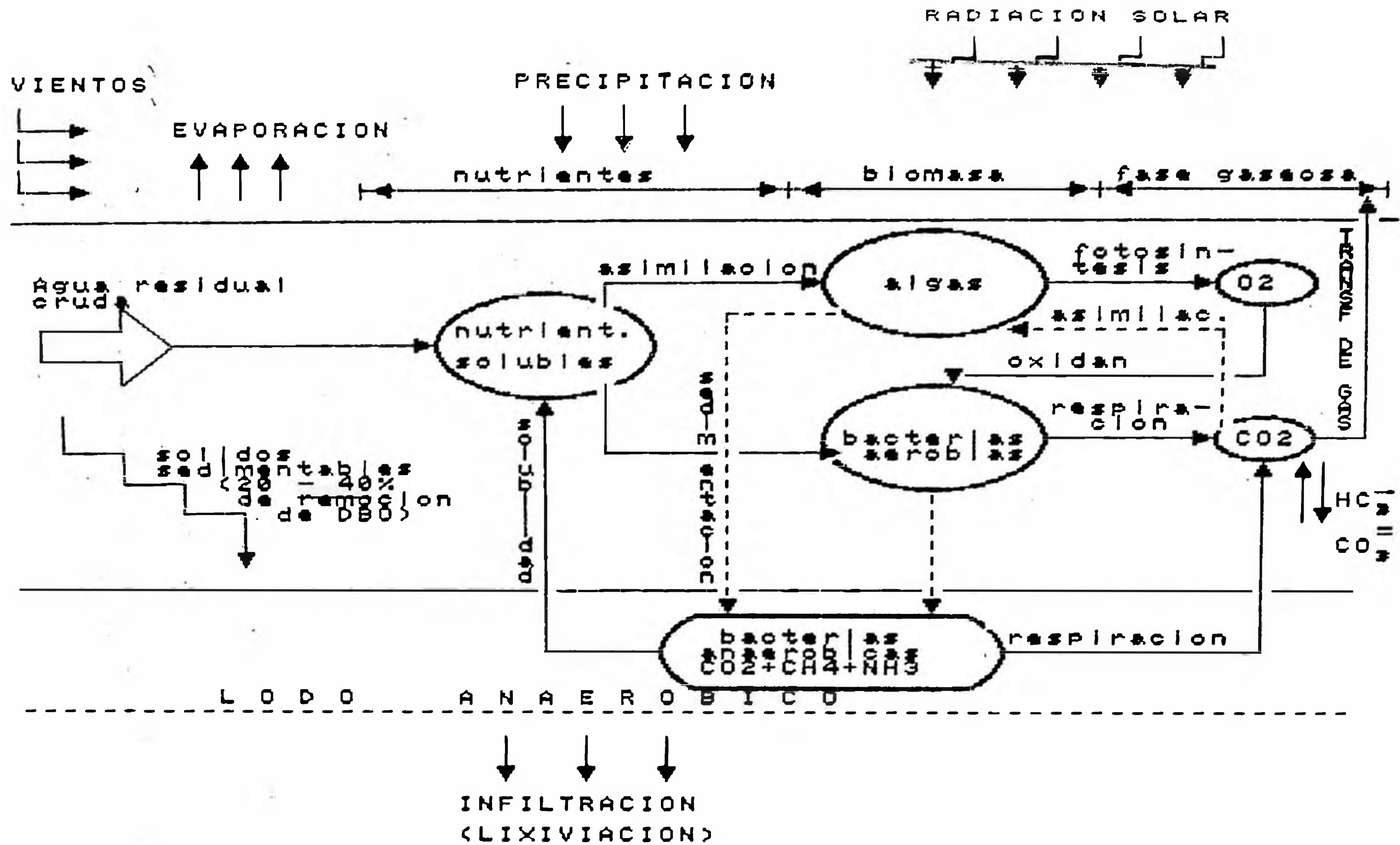
- Formación de algas
- Producción de oxígeno disuelto.
- Consumo de CO<sub>2</sub>

- Remoción de bacterias

En el gráfico N<sup>o</sup> X.1 se muestra un esquema del proceso antes descrito.

En el cuadro siguiente se muestran las consideraciones de diseño para su clasificación según su contenido de oxígeno:

LAGUNA	PROFUND mt.	CARGA SUPERF. KgDBO <sub>5</sub> /Ha. d	PERIODO DE RET. días
ANAEROBICA	2 - 4	≤3000	1 - 5
FACULTATIVA	1 - 2	250 - 350	5 - 25
AEROBICA	1	150 - 250	5 - 10



PROCESOS QUE SE LLEVAN A CABO EN UNA LAGUNA FACULTATIVA  
**GRAFICO Nro. X.1**

#### 10.2.2.2 Por su posición en el tratamiento.

Las lagunas que reciben aguas residuales crudas son lagunas primarias. Las lagunas que reciben el efluente de una laguna primaria se llaman secundarias; y así sucesivamente las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, etc.

#### 10.2.2.3 Por su modo de operación.

##### a) Lagunas en serie.

Las lagunas de estabilización trabajan en serie cuando el caudal de una laguna primaria es llevado a una laguna secundaria.

Se aprecia una mejoría importante en la calidad bacteriológica del efluente al colocar varias lagunas facultativas en serie. Esto hace que en los proyectos donde se requiere mejorar en alto grado la calidad bacteriológica, se usen lagunas terciarias, cuaternarias y aún de grado mayor.

El uso de una laguna



anaeróbica primaria (y en algunos casos de una secundaria), como tratamiento previo a las lagunas facultativas, logra algunos beneficios importantes, entre los que cabe destacar economía de área en el proyecto y eliminación de algunos parásitos y protozoarios que logran sobrevivir en las lagunas facultativas.

b) **Lagunas en paralelo.**

Las lagunas en paralelo son cuando se cuenta con dos o más unidades de lagunas primarias y/o secundarias.

El uso de lagunas en paralelo no mejora la calidad del efluente pero en cambio, ofrece muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe tener por lo menos dos lagunas primarias en paralelo. Las lagunas primarias acumulan gran cantidad de lodos por lo que requieren ser limpiadas periódicamente. Las

anaeróbicas deben ser limpiadas con más frecuencia debido a su menor período de retención.

Cuando el terreno es muy quebrado y no se quiere diseñar lagunas alargadas, el uso de lagunas en paralelo a diferentes niveles (en serie a diferentes niveles) permite lograr economías considerables en el movimiento de tierra.

### **10.2.3 Factores que afectan el proceso depurador de las lagunas de estabilización.**

#### **10.2.3.1 Luz solar.**

Ejerce influencia importante en la actividad microbiana y en la remoción de bacterias patógenas. En las facultativas es factor fundamental para llevar a cabo el proceso de fotosíntesis a través del cual las algas producen grandes cantidades de oxígeno.

#### **10.2.3.2 Temperatura.**

Ejerce una influencia notable sobre la biomasa y su metabolismo, lo que se refleja en el rendimiento de

las lagunas.

#### 10.2.3.3 Nutrientes y tóxicos.

Los nutrientes presentes en las aguas residuales juegan un papel importante en el comportamiento de las lagunas de estabilización. Los nutrientes esenciales tales como carbono, nitrógeno, fósforo y azufre, suelen estar presentes en las aguas residuales de tipo doméstico.

Por consiguiente, cuando se presenten problemas en el funcionamiento de las lagunas que tratan aguas del tipo doméstico es probable que estos se deban a la presencia de tóxicos y no a la falta de nutrientes. En tales casos, se prohibirá a las industrias que descarguen desechos tóxicos al alcantarillado público.

En las lagunas que traten desechos industriales pueden haber problemas con tóxicos, temperatura, color (que impida la fotosíntesis) o por falta de nutrientes.

## **10.3.2 Objetivos de las lagunas de estabilización.**

### **10.3.2.1 Protección epidemiológica.**

Mediante la disminución de gérmenes patógenos presentes en las aguas residuales y dificultando la transmisión de los mismos.

### **10.3.2.2 Protección ecológica.**

Mediante la disminución de la carga orgánica (DBO) de las aguas residuales, lográndose que el nivel de oxígeno disuelto (OD) en estos cuerpos receptores se vea menos comprometido, con el consiguiente beneficio para los peces y demás organismos acuáticos.

### **10.3.2.3 Reuso directo.**

Del agua servida tratada, en la agricultura, evitando los riesgos e inconvenientes del reuso de aguas servidas crudas.

### **10.3.2.4 Piscicultura.**

Crianza de peces que resistan niveles de amoníaco de 1 ppm. (por ejemplo, Tilapia Nilótica). También ellos logran resistir hasta 3 horas sin oxígeno bajo el agua puesto que

captura el oxígeno atmosférico en sus agallas.

#### 10.4 Ubicación.

De preferencia, las lagunas de estabilización deben colocarse de tal modo que el viento pueda actuar siempre sobre la superficie. Por esta razón es importante que se evite una vegetación muy alta (arbustos, árboles) en las cercanías de las lagunas de estabilización. La casa más próxima debe hallarse a una distancia de por lo menos 500 mt. con respecto a las instalaciones.

#### 10.5 Descripción del sistema existente de lagunas de estabilización de Paita.

Actualmente existe en la zona alta de la ciudad de Paita frente a la estación de la Villa Naval una infraestructura para el tratamiento de las aguas residuales que son las llamadas lagunas de estabilización las cuales fueron ejecutadas por el Ministerio de Pesquería con el objetivo de tratar las aguas residuales industriales del que hoy es llamado Complejo Pesquero de Paita, las mismas que operaron hasta el año 1983 época en que se presentó el Fenómeno del Niño que provocó precipitaciones pluviales quedando a partir de esa fecha inoperativas.

Esta infraestructura instalada consta de 6 lagunas primarias y 6 lagunas secundarias las mismas

que en su parte central son divididas por un canal de sección cuadrada de 0.60x0.60 mt. de concreto y 205.00 ml. de longitud. El caudal de aguas residuales crudas proveniente de la zona alta de Paíta, una vez ejecutado el proyecto integral de agua potable y alcantarillado, así como también las aguas residuales de la zona baja de Paíta, serían evacuados a través de este canal y distribuidos por el lado izquierdo a 3 lagunas primarias y 3 secundarias y por el lado derecho a las otras 3 lagunas primarias y 3 secundarias.

Las dimensiones de cada laguna tanto primaria como secundaria son:

Largo fondo	=	111.00 mt.
Ancho de fondo	=	63.00 mt.
Largo superficial	=	126.00 mt.
Ancho superficial	=	78.00 mt.
Profundidad	=	2.50 mt.
Talud	=	1/3
<u>N</u> O Lag. primar.	=	6
<u>N</u> O Lag. secund.	=	6

Si consideramos un tirante de agua de 1.80 mt. entonces tenemos:

Area espejo de agua =  $121.8 \times 73.8$  mt = 8,988.84 mt<sup>2</sup>. = 0.899 Ha. Los caudales de distribución del canal a las lagunas primarias se regulan por medio de compuertas manuales de material de madera, que se conectan a través de una tubería de  $\phi 10''$  de PVC. La

interconexión entre las lagunas primarias y secundarias se encuentran reguladas por compuertas metálicas para el paso del efluente a través de tubería de fierro fundido de 10" de diámetro. Los efluentes de las lagunas secundarias son reguladas por una compuerta de fierro fundido circular que a su vez controla el nivel o tirante de agua de la laguna, este caudal efluente es evacuado a través de una tubería de  $\phi$ 12" de concreto armado a un sistema colector conformado por tubería de 14" de diámetro de concreto armado de una longitud de 1000 ml y 14 buzones de concreto para finalmente evacuarse a un emisor de 14" de diámetro de una longitud de 300 mt. el que cuenta con 3 buzones de concreto armado y una caja de registro al final. Este emisor evacúa las aguas tratadas al Océano Pacífico (ver plano N<sup>o</sup> III.8).

Los taludes se encuentran protegidos con roca de aproximadamente  $\phi$ 6" en caso de precipitaciones pluviales, así como el fondo de las lagunas están recubiertas con arcilla debidamente compactada.

#### 10.6 Consideraciones de diseño para el reacondicionamiento de las lagunas de estabilización existentes.

Al haber sido diseñadas las lagunas de estabilización existentes para un tratamiento de aguas residuales industriales para el Complejo Pesquero de Paíta es de suponerse que las cargas de DBO han sido mayores al igual que los caudales de ingreso dando

como resultado de diseño un sobredimensionamiento de las lagunas existentes. Esta infraestructura en la actualidad sólo trata las aguas residuales domésticas, habiéndose clausurado la evacuación de los desagües industriales con un caudal estimado de 20 lps de agua de mar. Según esto, se hace necesario determinar el número de lagunas primarias y secundarias que deben utilizarse de acuerdo a los datos del proyecto de alcantarillado elaborado con el fin de optimizar la infraestructura existente y a la vez efectuar un uso racional de la misma. Para ello, se presentan a continuación los criterios y parámetros de diseño utilizados en los cálculos requeridos.

#### 10.6.1 Datos de diseño.

##### 10.6.1.1 Caudales de ingreso.

###### a) Caudal de la zona alta de Paita.

El caudal de diseño para el proyecto integral de la Zona Alta de Paita será evacuado a través de la cámara de bombeo N° 4 que cuenta en las actuales condiciones con una línea de impulsión de  $\phi 10''$  de PVC, la misma que llega en el extremo del canal de distribución de caudales de las lagunas de estabilización. El caudal de ingreso a las



lagunas para el proyecto integral se considera como el 90% del caudal promedio, el cual resulta ser:

$$\text{Población} = 33,038 \text{ hab.}$$

$$\text{Dotación} = 180 \text{ l/hab/día.}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= 33,038 \times 180 / 86400 \text{ lps} \\ &= 68.83 \text{ lps.} \end{aligned}$$

Caudal de ingreso a las lagunas de estabilización ( $Q_1$ ):

$$Q_1 = 0.90Q_p = 0.90(68.83)$$

$$Q_1 = 61.95 \text{ lps.}$$

**b) Caudal de la zona baja de Paita.**

El caudal de agua residual de la zona baja de Paita se evacúa a través de 3 cámaras de bombeo de las cuales, la cámara NO3 es la que finalmente bombea a través de una línea de impulsión de F°F° de  $\phi 14''$  el agua residual de esa zona hacia la parte central del canal de distribución de caudal de las lagunas de estabilización.

$$\text{Población} = 22,285 \text{ hab.}$$

$$\text{Dotación} = 180 \text{ l/hab/día.}$$

$$Q_{p'} = 22,285 \times 180 / 86400 \text{ lps}$$

$$= 46.43 \text{ lps.}$$

Caudal de ingreso a las lagunas de estabilización ( $Q_1$ ):

$$Q_2 = 0.90Q_p = 0.90(46.43)$$

$$Q_2 = 41.79 \text{ lps.}$$

c) Caudal Total de agua residual a tratar en las lagunas de estabilización.

El caudal total de ingreso de agua residual para la localidad de Paita (zona baja + zona alta) será:

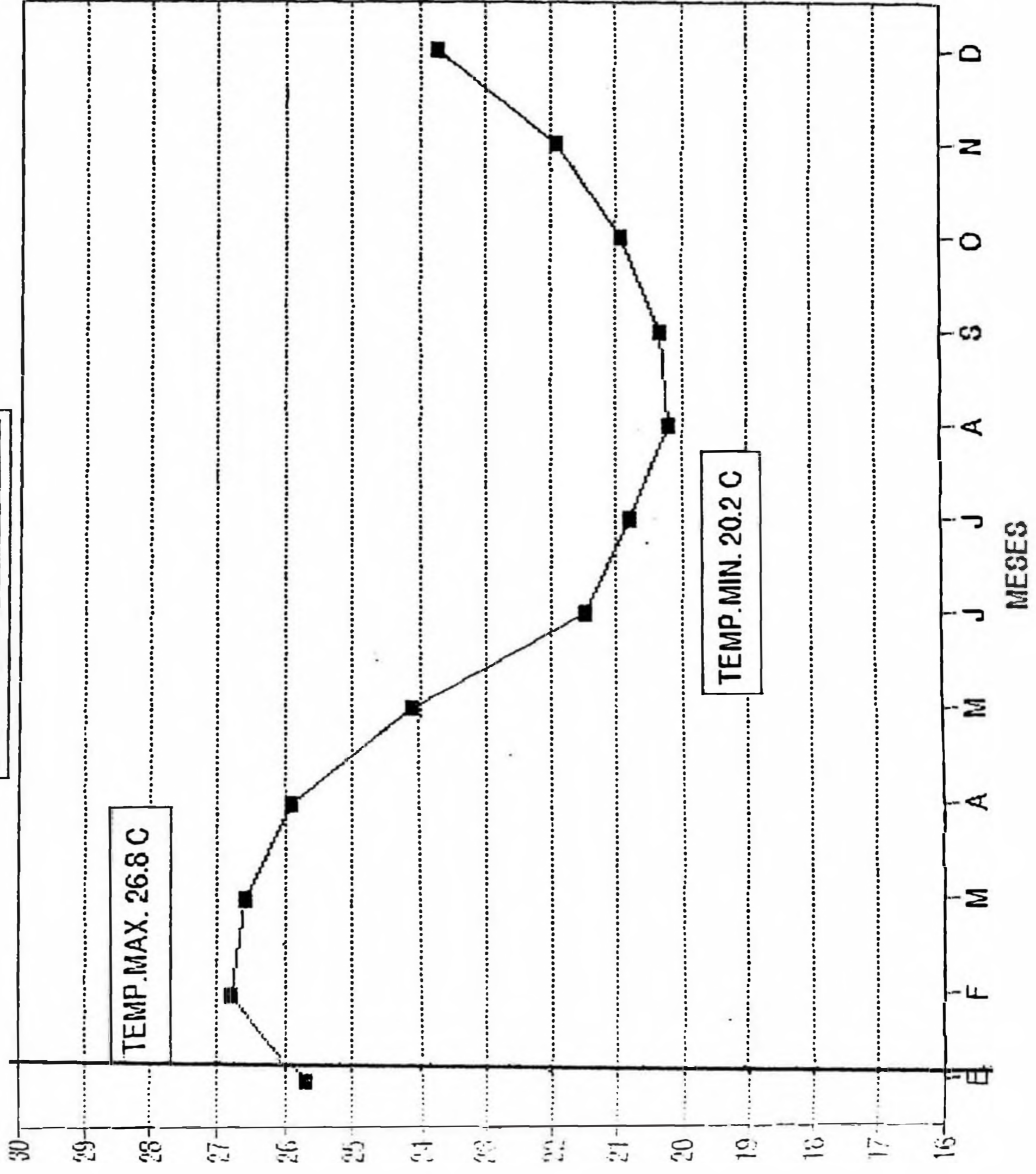
$$Q_T = Q_1 + Q_2$$

$$Q_T = 61.95 + 41.79 = 103.74 \text{ lps.}$$

#### 10.6.1.2 Temperatura.

La temperatura a ser considerada es la mínima registrada en la zona. En nuestro caso se ha utilizado la información del cuadro NO II.1 y gráfico NOX.2, tomándose como valor de la temperatura el valor mínimo de estadísticas mensuales desde el año 1978 al año 1992. Este valor mínimo es de 20.2°C.

GRAFICO Nro. X.2  
TEMPERAT. vs MESES



#### **10.6.1.3 Temperatura del agua mínima.**

La temperatura del agua residual se considera 2 grados más alta que la temperatura ambiente. Para el caso de las lagunas de estabilización de Paita consideramos una temperatura mínima del agua de 22.2°C.

#### **10.6.1.4 Contribución de DBO.**

La contribución de DBO ha sido considerada con un valor de 45 gr/hab/día, según recomendación de la Organización Mundial de la Salud.

#### **10.6.1.5 Tirante de las lagunas primarias.**

Para obtener un proceso facultativo se ha considerado un tirante de agua de 1.50 mt.

#### **10.6.1.6 Tirante de las lagunas secundarias.**

Las lagunas secundarias tendrán un tirante de agua de 1.20 mts. para obtener un proceso de tratamiento aeróbico.

#### **10.6.1.7 Carga orgánica de trabajo de la laguna primaria facultativa.**

Se puede tomar como límite de

carga para lagunas facultativas primarias el valor obtenido utilizando el siguiente modelo propuesto por Yañez:

(1) Modelo de Yañez.

Se basa en las siguiente fórmula:

$$La_t = 357.4(1.085)^{T-20}$$

Donde:

$La_t$  = Carga superficial máxima.  
 $T$  = Temperatura del agua en °C del mes más frío.

La aplicación de este modelo matemático se basa en la consideración de que las lagunas de estabilización trabajarán a mezcla completa.

Asimismo, se recomienda usar el siguiente modelo que supone mezcla completa:

$$\frac{L_p}{L_0} = \frac{1}{K_f \cdot R + 1}$$

Donde:

$L_p$  = DBO<sub>5</sub> del efluente.  
 $L_0$  = DBO<sub>5</sub> del afluente.

$K_f$  = Constante de reacción por DBO en laguna facultativa ( $\text{día}^{-1}$ ).

R = Período de retención en días.

Se ha encontrado que  $K_f$  varía con la temperatura siguiendo la relación:

$$K_{f35^\circ\text{C}}/K_f = 1.085^{(35-T)}$$

La eficiencia de remoción de DBO de las lagunas facultativas se puede calcular con la ecuación:

$$\text{Efic. de remoción} = \frac{100(L_0 - L_p)}{L_0}$$

#### 10.6.1.8 Carga orgánica de trabajo de la laguna secundaria facultativa.

Para lagunas secundarias, la carga aplicada debe calcularse con la DBO total, o sea, incluyendo algas. De otra manera, usando la DBO soluble se obtendrían resultados erráticos. Se considera la siguiente relación:

$$\frac{\text{DBO}_{\text{total}}}{\text{DBO}_{\text{soluble}}} = 1.7$$

#### 10.6.1.9 Taludes y corona.

Se recomienda una inclinación de taludes de 1/3 (altura/ancho) con el fin que el procedimiento de remoción de lodos secos sea efectuado con maquinaria adecuada y para ello la pendiente no debe ser muy pronunciada.

Asimismo, en la corona se recomienda un ancho de 3.00 mts. y a la entrada de 6.00 mts.

La corona debe contar con un revestimiento 0.15 mt. de afirmado.

El talud interior se recomienda revestirlo con 0.10 mt. de tierra vegetal.

#### 10.6.2 Metodología y ecuaciones utilizadas.

Se utilizará el método racional basado en la cinética del proceso (Marais, Shaw y otros), por su sencillez y buenos resultados. Adoptamos una carga orgánica promedio de 0.045Kg DBO<sub>5</sub> por habitante por día que es el promedio de la zona en desagüe domésticos lo que para la población futura de 55,323 representa un contenido de 2,489.54 kg DBO/día.

En el caso de lagunas primarias, se aconseja que se construyan por lo menos dos, para trabajar en paralelo, con no menos de 10

días de retención total para controlar protozoarios y helmintos. Las lagunas primarias pueden ser dimensionadas con la cantidad de carga de DBO que llega dividida por el valor resultante en la ecuación de  $La_t$  para un mínimo de área y entonces comprobar la retención adecuada. Seguidamente se estudia la eficiencia bacteriológica con la ecuación siguiente válida cuando el valor de  $d$  (factor de dispersión) es menor que 2:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} \dots\dots\dots (\Lambda)$$

Donde:

$$a = (1 + 4 K_b PR d)^{0.5}$$

$K_b$  = Tasa de mortalidad.

PR = Período de retención.

$d$  = Factor de dispersión.

$N$  y  $N_0$  = Cantidad de coliformes fecales en efluente y afluente. El valor de  $N_0$  al ingreso se toma como  $10^8$  CF/100 ml.

La tasa de mortalidad neta de coliformes fecales es dada por la ecuación:

$$K_b = 0.52(1.165)^{T-20} \text{ (lag. fac. prim.)}$$

Donde:



$K_b$  = Tasa de mortalidad.

T = Temperatura mín. agua.

En las lagunas secundarias se utiliza la ecuación:

$$K_b = 0.601(1.108)^{T-20} \text{ (lag. secundarias)}$$

Donde:

$K_b$  = Tasa de mortalidad.

T = Temperatura mín. agua.

Después se verifica la eficiencia que se logre para DBO utilizando la fórmula de la eficiencia de la remoción:

$$\text{Efic. de remoción} = \frac{100(L_0 - L_p)}{L_0}$$

Donde:  $L_0$  = DBO<sub>5</sub> del afluente.

$L_p$  = DBO<sub>5</sub> del efluente.

Para determinar el valor de dispersión utilizado en la fórmula A se utiliza la siguiente relación:

$$d = \frac{1.158(PR(W + 2Z))^{0.489} W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$$

Donde:

d = factor de dispersión

PR = Período de retención.

W = Ancho superficial de la laguna

Z = Altura del tirante

L = Largo superficial de la laguna.

El período de retención PR se calcula de la siguiente forma:

$$PR = V/Q_e$$

Donde:

V = volumen de la laguna.

$Q_e$  = caudal efluente de la laguna.

El caudal efluente se considera como:

$$Q_e = Q_a - (Q_{inf} + Q_{evap}) + Q_{prec}$$

Donde:

$Q_a$  = caudal afluente.

$Q_{inf}$  = caudal de infiltración.

$Q_{evap}$  = caudal de evaporación.

$Q_{prec}$  = caudal de precipitación.

Se considera que la suma de los caudales de infiltración y evaporación es de 2 cm/día aproximadamente. Además se asume un caudal de precipitación igual a cero.

## 10.7 Verificación del diseño de la laguna.

### 10.7.1 Evaluación de los parámetros de diseño de las lagunas existentes.

Con la finalidad de determinar si las dimensiones de las actuales lagunas de estabilización permiten un adecuado tratamiento de las aguas residuales se ha efectuado una verificación de los parámetros de eficiencia y remoción de coliformes fecales, tanto para las actuales condiciones de funcionamiento como

para las condiciones futuras previstas en el proyecto de agua potable y alcantarillado de la Zona Alta de Paita. Para la realización de estos cálculos se considera que 2 lagunas primarias y 2 secundarias serán abastecidas por el caudal de la zona alta de Paita y las otras 4 lagunas primarias y secundarias serán abastecidas por el efluente de la zona baja.

En tal sentido, en lo referente a las lagunas que serán abastecidas con el caudal de la zona baja, se tiene un funcionamiento adecuado, al tenerse lagunas facultativas (tirante 1.5m) en las primarias y lagunas aeróbicas en las secundarias (tirante 1.2m), esto sucede tanto para la población actual como para la población futura. En cambio en la zona alta, las lagunas primarias tienen un comportamiento anaeróbico y las secundarias un comportamiento facultativo a pesar de tener los tirantes correspondientes a lagunas facultativas y aeróbicas respectivamente. Por ello, se considera que, a fin de lograr un tratamiento adecuado en el futuro, se incremente el número de lagunas en 2 primarias y 2 secundarias. Los cálculos realizados se muestran en los siguientes cuadros.

EVALUACION DE LAS LAGUNAS DE PAITA  
POBLACION ACTUAL DE LA ZONA BAJA

POBLACION	19519 hab
Lagunas primarias	
Largo lag. prim.	.117 m
Ancho lag. prim.	72 m
Tirante lag. prim.	1.5 m
CAUDAL TOTAL DE LAG.	3,162 m <sup>3</sup> /d
NRO LAG.PRIM.	4
CAUDAL DE LAGUNA	791 m <sup>3</sup> /dia
DBO5 AL INICIO	220 kg DBO5/dia
DBO5 AL INICIO(Lo)	278 mg/l
TEMP.MINIMA	20.2 C
TEMP.MIN.AGUA	22.2 C
kf	0.42 dia <sup>-1</sup>
No (NMP COLI INIC.)	1.00E+08 coli/100 ml
kbf	0.97 dia <sup>-1</sup>
Va (VOL.LAG.)	12636 m <sup>3</sup>
Q (CAUDAL)	790.52 m <sup>3</sup> /d
Ra (PERIODO RET.)	16 dias
Yc (DBO AFLUENTE)	220 kg DBO5/dia
Na (AREA LAG.EXIST.)	0.84 Ha
i (tasa de trab.)	260.67 kg DBO5/ha.dia
Lp (DBO5 EFLUENTE)	36 mg/l
Np (NMP COLI EFL.)	6.03E+06 coli/100 ml

Laguna secundaria	
Largo lag. sec.	115.2 m
Ancho lag. sec.	70.2 m
Tirante lag. sec.	1.2 m
NRO LAG.SEC.	4
Vb(VOL. LAG.)	9704.448 m <sup>3</sup>
Q (No consid. perdid.)	790.52 m <sup>3</sup> /dia
Rb(PERIODO RET.)	12 dias
Yc(DBO AFLUENTE)	28 kg DBO5/dia
Ab(AREA LAG.)	0.81 Ha
i(TASA TRABAJO)	35 kg DBO5/ha.
Lo(DBO AFLUENTE)	36 mg/l
Lp (DBO5 EFLUENTE)	5.8 mg/l
Efic. DBO	97.91 %
No(NMP AFLUENTE)	6.03E+06 COLI/100 ML
Np (NMP COLI EFL.)	4.65E+05 COLI/100 ML
Efic. N	99.53 %

EVALUACION DE LAS LAGUNAS DE PAITA  
POBLACION ACTUAL DE LA ZONA ALTA

POBLACION 21836 hab

Lagunas primarias		Laguna secundaria	
Largo lag. prim.	117 m	Largo lag. sec.	115.2 m
Ancho lag. prim.	72 m	Ancho lag. sec.	70.2 m
Tirante lag. prim.	1.5 m	Tirante lag. sec.	1.2 m
CAUDAL TOTAL DE LAG.	3,537 m <sup>3</sup> /d	NRO LAG.SEC.	2
NRO LAG.PRIM.	2	Vb(VOL. LAG.)	9704.45 m <sup>3</sup>
CAUDAL DE LAGUNA	1,769 m <sup>3</sup> /dia	Q (No consid. perdid.)	1768.72 m <sup>3</sup> /dia
DBO5 AL INICIO	491 Kg DBO5/dia	Rb(PERIOOO RET.)	5 dias
DBO5 AL INICIO(Lo)	278 mg/l	Yc(DBO AFLUENTE)	122 kg DBO5/dia
TEMP.MINIMA	20.2 C	Ab(AREA LAG.)	0.81 Ha
TEMP.MIN.AGUA	22.2 C	i(TASA TRABAJO)	151 kg DBO5/Ha.
Kf	0.42 dia <sup>-1</sup>	Lo(DBO AFLUENTE)	69 mg/l
No (NMP COLI INIC.)	1.00E+08 coli/100 ml	Lp (DBO5 EFLUENTE)	20.8 mg/l
Kbf	0.97 dia <sup>-1</sup>	Efic. DBO	92.50 %
Va (VOL.LAG.)	12636 m <sup>3</sup>	No(NMP AFLUENTE)	1.26E+07 COLI/100 ML
Q (CAUDAL)	1768.72 m <sup>3</sup> /d	Np (NMP COLI EFL.)	1.98E+06 COLI/100 ML
Ra (PERIODO RET.)	7 dias	Efic. N	98.02 %
Yc (DBO AFLUENTE)	491 kg DBO5/dia		
Aa (AREA LAG.EXIST.)	0.84 Ha		
i (tasa de trab.)	583.23 kg DBO5/Ha.día		
Lp (DBO5 EFLUENTE)	69 mg/l		
Np (NMP COLI EFL.)	1.26E+07 coli/100 ml		

EVALUACION DE LAS LAGUNAS DE PAITA  
POBLACION FUTURA DE LA ZONA BAJA

POBLACION 22285 hab

Lagunas primarias		Laguna secundaria	
Largo lag. prim.	117 m	Largo lag. sec.	115.2 m
Ancho lag. prim.	72 m	Ancho lag. sec.	70.2 m
Tirante lag. prim.	1.5 m	Tirante lag. sec.	1.2 m
CAUDAL TOTAL DE LAG.	3,610 m <sup>3</sup> /d	NRO LAG.SEC.	4
NRO LAG.PRIM.	4	Vb(VOL. LAG.)	9704.45 m <sup>3</sup>
CAUDAL DE LAGUNA	903 m <sup>3</sup> /dia	Q (No consid. perdid.)	902.54 m <sup>3</sup> /dia
DBO5 AL INICIO	251 Kg DBO5/dia	Rb(PERIODO RET.)	11 dias
DBO5 AL INICIO(Lo)	278 mg/l	Yc(DBO AFLUENTE)	36 kg DBO5/dia
TEMP.MINIMA	20.2 C	Ab(AREA LAG.)	0.81 Ha
TEMP.MIN.AGUA	22.2 C	i(TASA TRABAJO)	45 kg DBO5/ha.
Kf	0.42 dia <sup>-1</sup>	Lo(DBO AFLUENTE)	36 mg/l
No (NMP COLI INIC.)	1.00E+08 coli/100 ml	Lp (DBO5 EFLUENTE)	7.3 mg/l
Kbf	0.97 dia <sup>-1</sup>	Efic. DBO	97.39 %
Va (VOL.LAG.)	12636 m <sup>3</sup>	No(NMP AFLUENTE)	6.83E+06 COLI/100 ML
Q (CAUDAL)	902.54 m <sup>3</sup> /d	Np (NMP COLI EFL.)	5.95E+05 COLI/100 ML
Ra (PERIODO RET.)	14 dias	Efic. N	99.41 %
Yc (DBO AFLUENTE)	251 kg DBO5/dia		
Aa (AREA LAG.EXIST.)	0.84 Ha		
i (tasa de trab.)	297.61 kg DBO5/ha.dia		
Lp (DBO5 EFLUENTE)	40 mg/l		
Np (NMP COLI EFL.)	6.83E+06 coli/100 ml		

EVALUACION DE LAS LAGUNAS DE PAITA  
POBLACION FUTURA DE LA ZONA ALTA

POBLACION 33038 hab

Lagunas primarias		Laguna secundaria	
Largo lag. prim.	117 m	Largo lag. sec.	115.2 m
Ancho lag. prim.	72 m	Ancho lag. sec.	70.2 m
Tirante lag. prim.	1.5 m	Tirante lag. sec.	1.2 m
CAUDAL TOTAL DE LAG.	5,352 m <sup>3</sup> /d	NRO LAG.SEC.	2
NRO LAG.PRIM.	2	Vb(VOL. LAG.)	9704.45 m <sup>3</sup>
CAUDAL DE LAGUNA	2,676 m <sup>3</sup> /dia	Q (No consid. perdid.)	2676.08 m <sup>3</sup> /dia
DB05 AL INICIO	743 Kg DB05/dia	Rb(PERIODO RET.)	4 dias
DB05 AL INICIO(Lo)	278 mg/l	Yc(DB0 AFLUENTE)	248 Kg DB05/dia
TEMP.MINIMA	20.2 C	Ab(AREA LAG.)	0.81 Ha
TEMP.MIN.AGUA	22.2 C	i(TASA TRABAJO)	307 Kg DB05/Ha.
Kf	0.42 dia <sup>-1</sup>	Lo(DB0 AFLUENTE)	93 mg/l
No (NMP COLI INIC.)	1.00E+08 coli/100 ml	Lp (DB05 EFLUENTE)	36.6 mg/l
Kbf	0.97 dia <sup>-1</sup>	Efic. DB0	86.81 %
Va (VOL.LAG.)	12636 m <sup>3</sup>	No(NMP AFLUENTE)	1.78E+07 COLI/100 ML
Q (CAUDAL)	2676 m <sup>3</sup> /d	Np (NMP COLI EFL.)	3.94E+06 COLI/100 ML
Ra (PERIODO RET.)	5 dias	Efic. N	96.06 %
Yc (DB0 AFLUENTE)	743 Kg DB05/dia		
Aa (AREA LAG.EXIST.)	0.84 Ha		
i (tasa de trab.)	882.43 Kg DB05/Ha.dia		
Lp (DB05 EFLUENTE)	93 mg/l		
Np (NMP COLI EFL.)	1.78E+07 coli/100 ml		

### 10.7.2 Análisis de los resultados obtenidos.

Este análisis se basa en los resultados de la evaluación obtenidos en el ítem 10.7.1 donde se ha considerado el uso de las actuales lagunas con el caudal total dividido de la siguiente manera: el caudal de la zona baja será evacuado a cuatro lagunas primarias y el de la zona alta a dos lagunas primarias. Asimismo, se considera esta misma distribución para el futuro. Según esto, se observa que los niveles de tratamiento obtenidos con las dos lagunas que reciben el aporte de la zona alta no son muy buenos lo que no sucede con las otras cuatro lagunas que reciben aguas residuales de la zona baja. Por ello, se plantea que en un mediano plazo se proyecte la construcción de dos lagunas adicionales si se asumen las mismas dimensiones de las lagunas existentes. Por otro lado, para el reuso de las aguas tratadas se hace necesario proyectar lagunas terciarias que complementen y mejoren la calidad del agua tratada, esto es tomando en cuenta que en un agua residual cruda se considera como parámetro para el diseño la presencia de  $10^8$  CF/100ml, que para el caso del mes más frío se ha logrado bajar 2 ciclos logarítmicos. Este análisis nos indica de que estas aguas residuales tratadas podrían ser



aprovechadas para el riego de cultivos de tallo alto mediante la el uso de lagunas terciarias.

La remoción lograda de DBO actual en las lagunas primarias y secundarias es del orden del 97.91% en las lagunas de la zona baja y de 92.5% en las lagunas de la zona alta. En el futuro estas eficiencias disminuyen por el aumento de la contribución de caudal lográndose para la zona baja un 97.39% y para la zona alta 86.81%, las cuales se encuentran dentro del rango permisible que es del 70 al 90% para el caso de lagunas de estabilización facultativas.

La constante de reacción por DBO ( $K_f$ ) para una temperatura de 22.2 °C es de 0.42 día<sup>-1</sup> y la tasa de mortalidad neta ( $K_{bf}$ ) de coliformes fecales (y también de salmonellas) lograda ha sido de 0.97 día<sup>-1</sup> para una temperatura mínima de agua de 22.2°C lo que indica que se acerca al valor promedio aceptable de 0.84 día<sup>-1</sup>.

Las tasas de trabajo (i) de las lagunas de la zona alta corresponden actualmente a una anaeróbica primaria y a una facultativa secundaria y en el futuro la tendencia se acentúa. Para las lagunas de la zona baja sus tasas corresponden actualmente a la de una laguna facultativa primaria y aeróbica secundaria y esto se mantiene en el futuro.

De acuerdo con lo existente, no se ha

podido efectuar una buena distribución de caudales en las lagunas por lo que se optó por esta alternativa con el fin de poder recepcionar los caudales actuales de la zona baja y los caudales proyectados de la zona alta, la cual no contribuye mucho por el momento.

#### 10.8 Dimensionamiento de las lagunas.

Con el fin de dimensionar las lagunas en forma adecuada se ha procedido a realizar un diseño de lagunas basándonos en las fórmulas y consideraciones dadas en el ítem 10.6.2.

También se ha considerado que el caudal de la zona alta será enviado a dos lagunas primarias actualmente y luego, en el futuro, el caudal será repartido a 4 lagunas primarias. El caudal de la zona baja se enviará a las cuatro lagunas primarias restantes y se mantendrá así hasta el final del período de diseño (caudal futuro). El procedimiento seguido para el diseño actual y futuro de las lagunas es explicado a continuación y los resultados se muestran al final.

##### 10.8.1 Carga de DBO.

Se ha calculado la carga de DBO de cada diseño considerando una contribución de 45 gr.DBO/Hab/día.

CargaDBO

$$(\text{KgDBO}/\text{dia}) = \text{Pob.} \times 0.045 \text{KgDBO}/\text{hab}/\text{día}.$$

#### 10.8.2 Carga superficial máxima ( $La_t$ )

Reemplazando el valor de  $T = 22.2^\circ\text{C}$ , se obtiene una carga superficial máxima de:

$$La_t = 357.4(1.085)^{T-20}$$

$$La_t = 357.4(1.085)^{22.2-20} = 427.66 \text{ KgDBO}/\text{Ha.día}$$

#### 10.8.3 Area mínima total.

Area requerida

$$\text{para la laguna}(\text{Ha}) = \text{Carga DBO}/La_t$$

#### 10.8.4 Area mínima de cada una de las lagunas de estabilización.

En el futuro se considera utilizar 4 lagunas primaria para el caudal de la zona alta y 4 lagunas primarias para el caudal de la zona baja. En la actualidad se considera 2 lagunas primarias para la zona alta y 4 para la zona baja, entonces:

$$\text{Area de cada laguna}(\text{Ha}) = A_{\text{tot}}/n^\circ \text{lag.}$$

#### 10.8.5 Volumen real de la laguna.

Para el cálculo del volumen de la laguna tomamos las dimensiones de largo, ancho y tirante, teniendo como consideración los siguientes datos:

Talud = 1/3  
 Tirante lag.primaria = 1.5 mt.  
 Tirante lag.secundaria = 1.2 mt.

#### 10.8.6 Caudal efluente de la laguna primaria.

El caudal efluente se considera como:

$$Q_e = Q_a - (Q_{inf} + Q_{evap}) + Q_{prec}$$

Donde:

$Q_e$  = caudal efluente de la laguna.

$Q_a$  = caudal afluente.

$Q_{inf}$  = caudal de infiltración.

$Q_{evap}$  = caudal de evaporación.

$Q_{prec}$  = caudal de precipitación.

Además, se considera que la suma de los caudales de infiltración y evaporación es de 2 cm/día aproximadamente y se asume un caudal de precipitación igual a cero.

Calculando con los datos, tenemos:

$$Q_a = \text{Pob.} \times \text{dot.} \times 0.9/86400$$

Para una laguna, se divide este caudal entre el número de ellas.

$$Q_a = Q_a/n = \text{mt}^3/\text{día.}$$

$$Q_{inf} + Q_{evap} = 2\text{cm/día} \times L \times \Lambda \times 1\text{m}/100\text{cm}$$

$\Lambda$  = ancho de la laguna.

$L$  = largo de la laguna.

#### 10.8.7 Período de retención.

El período de retención será:

$$PR = V_{ol\ lag} / \text{caudal efluente.}$$

### 10.8.8 Factor de dispersión.

Para determinar el valor de dispersión "d" se utiliza la siguiente relación:

$$d = \frac{1.158 (PR (W + 2Z))^{0.489} W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (L Z)^{1.489}}$$

Donde:

- PR = Período de retención en días.
- W = Ancho superficial de la laguna en mts.
- T = Temperat. mín. del agua = 22.2°C.
- Z = Altura del tirante = 1.5 mt.
- L = Largo superficial de la laguna.

Cuando el valor del factor de dispersión "d" es menor a 2 entonces se aplica la fórmula de Thiryurthy, que es:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} \dots\dots\dots (\Lambda)$$

Donde:

- a =  $-(1 + 4 K_b PR d)^{0.5}$
- $K_b$  = Tasa de mortalidad.
- PR = Período de retención.
- d = Factor de dispersión.

N y  $N_0$  = Cantidad de coliformes

fecales en efluente y  
afluente. El valor de  $N_0$  al  
ingreso se toma como  $10^8$   
CF/100 ml.

Se halla primeramente el valor de  $K_b$  (tasa  
de mortalidad) dada por la ecuación:

$$K_b = 0.52(1.165)^{T-20} \text{ (lag. primarias)}$$

Donde:

$$T = \text{Temperat. m\u00edn. agua.} = 22.2^\circ\text{C}$$

$$\begin{aligned} K_b &= 0.52(1.165)^{22.2-20} \\ &= 0.728 \text{ d\u00eda}^{-1} \end{aligned}$$

Reemplazando estos valores obtenidos para  
"a" y "d" en la ecuaci\u00f3n ( $\Delta$ ).

#### 10.8.9 Eficiencia de remoci\u00f3n de DBO para la laguna primaria.

La eficiencia se calcula como:

$$E_f = 100(L_0 - L_p) / L_0$$

Donde:

$$L_p = \text{DBO}_5 \text{ del efluente.}$$

$$L_0 = \text{DBO}_5 \text{ del afluente.}$$

#### 10.8.10 Eficiencia de remoci\u00f3n de coliformes fecales para la laguna primaria.

Para la determinaci\u00f3n de la eficiencia se  
utiliza la siguiente relaci\u00f3n:

$$\text{Eficiencia \%} = 100(N_0 - N) / N_0$$

Donde:

$N_0$  = Núm. coli fec. en el  
afluente.

$N$  = Núm. coli fec. en el  
efluente.

#### 10.8.11 Caudal efluente de la laguna secundaria.

El caudal efluente de las lagunas primarias será el caudal afluente para las lagunas secundarias.

El caudal efluente de la laguna secundarias se considera como:

$$Q_e = Q_a - (Q_{inf} + Q_{evap}) + Q_{prec}$$

Donde:

$Q_e$  = caudal efluente de la laguna secundaria.

$Q_a$  = caudal efluente de la laguna primaria.

$Q_{inf}$  = caudal de infiltración.

$Q_{evap}$  = caudal de evaporación.

$Q_{prec}$  = caudal de precipitación.

Además, se considera que la suma de los caudales de infiltración y evaporación es de 2 cm/día aproximadamente y se asume un caudal de precipitación igual a cero.

Incluyendo los datos, tenemos:

$$Q_{inf} + Q_{evap} = 2 \text{ cm/día} \times L \times \Lambda \times 1 \text{ m} / 100 \text{ cm}$$

$$Q_e = Q_a - (Q_{inf} + Q_{evap})$$

Donde :  $L$  = largo de la lag.sec.

$\Lambda$  = ancho de la lag.sec.

### 10.8.12 Período de retención.

El período de retención será:

$$PR = \frac{\text{Volumen de la laguna}}{\text{caudal efluente}}$$

### 10.8.13 Factor de dispersión.

Para determinar el valor de dispersión "d" se utiliza la siguiente relación:

$$d = \frac{1.158(PR (W + 2Z))^{0.489} W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (L Z)^{1.489}}$$

Donde:

- PR = Período de retención en días.
- W = Ancho superficial de la laguna en mts.
- T = Temperat. mín. del agua = 22.2°C.
- Z = Altura del tirante = 1.20 mt.
- L = Largo superficial de la laguna.

Cuando el valor del factor de dispersión "d" es menor a 2 entonces se aplica la fórmula de Thirymurty, que es:

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2} \dots \dots \dots (\Lambda)$$

Donde:

- a = (1 + 4 K<sub>b</sub> PR d)<sup>0.5</sup>
- K<sub>b</sub> = Tasa de mortalidad.



PR = Período de retención.

d = Factor de dispersión.

N y  $N_0$  = Cantidad de coliformes fecales en efluente y afluente. El valor de  $N_0$  al ingreso se toma como el valor de N de la lag.prim.

Se halla primeramente el valor de  $K_b$  (tasa de mortalidad). Para las lagunas secundarias se utiliza la ecuación:

$$K_b = 0.601(1.108)^{T-20} \text{ (lag. secundarias)}$$

Donde:

$K_b$  = Tasa de mortalidad.

T = Temperatura mín. agua. = 22.2°C

$$\begin{aligned} K_b &= 0.601(1.108)^{22.2-20} \\ &= 0.753 \text{ día}^{-1} \end{aligned}$$

Reemplazando estos valores obtenidos para "a" y "d" en la ecuación ( $\Lambda$ ).

#### 10.8.14 Eficiencia de remoción de DBO para la laguna secundaria.

La carga superficial remanente deberá estar en términos de DBO total para el caso de las lagunas secundarias, la carga aplicada debe calcularse con la DBO total, o sea, incluyendo algas. De otra manera, usando la DBO soluble se obtendrían resultados erráticos. Se considera la siguiente relación:

$$\text{DBO}_{\text{total}}/\text{DBO}_{\text{soluble}} = 1.7$$

En nuestro caso, una vez obtenida la carga remanente de las lagunas primarias, se determina la carga aplicada en la laguna secundaria en términos de DBO soluble la cual se transforma a DBO total mediante la siguiente relación:

$$L_t = 1.7 \times \text{DBO}_{\text{soluble}} \text{ en KgDBO/Ha.día}$$

$$\text{Eficiencia} = (L_0 - L_t) \times 100 / L_0$$

Donde:  $L_0 = \text{DBO}_5$  del afluente.

$L_t = \text{DBO}_{\text{total}}$  del efluente.

#### 10.8.15 Eficiencia de remoción de coliformes fecales para la laguna secundaria.

La concentración de coliformes fecales del efluente de la laguna primaria se convierte en la concentración inicial de coliformes fecales en el afluente de la laguna secundaria.

La eficiencia será:

$$\text{Efic.}\% = 100(N_0 - N) / N_0$$

Los cálculos obtenidos en el procedimiento de diseño de las lagunas de estabilización tanto para las condiciones actuales como futuras se muestran en forma resumida en las páginas siguientes y en los cuadros NOX.1 y NOX.2 donde se presentan los parámetros más importantes para su comparación y análisis.

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

-----

UBICACION : LOCALIDAD DE PAITA  
 - DATOS DE DISEÑO -

-----

POBLACION ACTUAL ZONA BAJA	19519	HAB
DOTACION	180	LT/HAB/DI
CAUDAL	40.66	LPS
CONTRIBUCION AL DESAGUE	90	%
CAUDAL AFLUENTE	36.60	LPS
TEMP. MINIMA	20.2	GRADOS C
TEMP. AGUA MINIMA	22.2	GRADOS C
CONTRIBUCION DE DBO	45	GR/HAB/DI
TIRANTE LAG. PRIMARIA	1.5	MT
TIRANTE LAGUNA SECUNDARIA	1.2	MT
RELACION DE TALUD DE LAGUNA	1/3	
NUMERO DE COLIFORMES DEL DESAGUE	1.00E+08	CF/100ML

LAGUNAS PRIMARIAS

-----

Nro de Lagunas Primarias 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO	878.36	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOT. LAGUNA	2.05	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.51	HA
ANCHO SUPERFICIAL	50.67	MTS
ANCHO FONDO	41.67	MTS
LARGO SUPERFICIE	101.34	MTS
LARGO FONDO	92.34	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	6,713.50	M3

CALCULO DE CAUDALES

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	790.52	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	687.83	M3/DIA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
PERIODO RETENCION	10	DIAS
FACTOR DE DISPERS	0.246	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.728	DIA <sup>(-1)</sup>
a	2.827	ADIMENS
N EFLUENTE	1.89E+06	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	98.11	%
Kf	0.42	DIA <sup>(-1)</sup>
DBO DEL EFLUENTE	171.47	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	80.48	%

#### LAGUNAS SECUNDARIAS

Nro de Lagunas Secundarias 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO SEC. EN DBO TOTAL	291.50	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOTAL LAGUNA	0.68	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.17	HA
ANCHO SUPERFICIAL	29.19	MTS
ANCHO FONDO	21.99	MTS
LARGO SUPERFICIE	58.38	MTS
LARGO FONDO	51.18	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	1,685.72	M3

CALCULO DE CAUDALES Y PERIODO DE RETENCION

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	687.83	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	653.75	M3/DIA
PERIODO RETENCION	3	DIAS

CALCULO DE LA EFICIENCIA DE LA LAGUNA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
FACTOR DE DISPERS	0.136	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.753	DIA <sup>(-1)</sup>
a	1.435	ADIMENS
N	3.71E+05	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	99.63	%
DBO ELUENTE	139.54	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	84.11	%

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

-----

UBICACION : LOCALIDAD DE PAITA  
 - DATOS DE DISEÑO -

-----

POBLACION ACTUAL ZONA ALTA	21836 HAB
DOTACION	180 LT/HAB/DIA
CAUDAL	45.49 LPS
CONTRIBUCION AL DESAGUE	90 %
CAUDAL AFLUENTE	40.94 LPS
TEMP. MINIMA	20.2 GRADOS C
TEMP. AGUA MINIMA	22.2 GRADOS C
CONTRIBUCION DE DBO	45 GR/HAB/DIA
TIRANTE LAG. PRIMARIA	1.5 MT
TIRANTE LAGUNA SECUNDARIA	1.2 MT
RELACION DE TALUD DE LAGUNA	1/3
NUMERO DE COLIFORMES DEL DESAGUE	1.00E+08 CF/100ML

LAGUNAS PRIMARIAS

-----

Nro de Lagunas Primarias 2

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO	982.62	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA DE LAGUNA	2.30	HA
AREA DE UNA LAGUNA	1.15	HA
ANCHO SUPERFICIAL	75.79	MTS
ANCHO FONDO	66.79	MTS
LARGO SUPERFICIE	151.58	MTS
LARGO FONDO	142.58	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	15,735.41	M3

CALCULO DE CAUDALES

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	1,768.72	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	1,538.95	M3/DIA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
PERIODO RETENCION	10	DIAS
FACTOR DE DISPERS	0.307	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.728	DIA <sup>(-1)</sup>
a	3.182	ADIMENS
N EFLUENTE	2.07E+06	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	97.93	%
Kf	0.42	DIA <sup>(-1)</sup>
DBO DEL EFLUENTE	184.75	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	81.20	%

#### LAGUNAS SECUNDARIAS

Nro de Lagunas Secundarias 2

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO SEC. EN DBO TOTAL	314.08	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOTAL LAGUNA	0.73	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.37	HA
ANCHO SUPERFICIAL	42.85	MTS
ANCHO FONDO	35.65	MTS
LARGO SUPERFICIE	85.70	MTS
LARGO FONDO	78.50	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	3,870.45	M3

CALCULO DE CAUDALES Y PERIODO DE RETENCION

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	1,538.95	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	1,465.51	M3/DIA
PERIODO RETENCION	3	DIAS

CALCULO DE LA EFICIENCIA DE LA LAGUNA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
FACTOR DE DISPERS	0.166	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.753	DIA <sup>(-1)</sup>
a	1.523	ADIMENS
N	4.10E+05	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	99.59	%
DBO ELUENTE	148.47	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	84.89	%



DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION  
-----

UBICACION : LOCALIDAD DE PAITA  
- DATOS DE DISEÑO -  
-----

POBLACION FUTURA ZONA BAJA	22285	HAB
DOTACION	180	LT/HAB/DIA
CAUDAL	46.43	LPS
CONTRIBUCION AL DESAGUE	90	%
CAUDAL AFLUENTE	41.78	LPS
TEMP. MINIMA	20.2	GRADOS C
TEMP. AGUA MINIMA	22.2	GRADOS C
CONTRIBUCION DE DBO	45	GR/HAB/DIA
TIRANTE LAG. PRIMARIA	1.5	MT
TIRANTE LAGUNA SECUNDARIA	1.2	MT
RELACION DE TALUD DE LAGUNA	1/3	
NUMERO DE COLIFORMES DEL DESAGUE	1.00E+08	CF/100ML

LAGUNAS PRIMARIAS  
-----

Nro de Lagunas Primarias 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO	1,002.83	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOT. LAGUNA	2.34	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.59	HA
ANCHO SUPERFICIAL	54.14	MTS
ANCHO FONDO	45.14	MTS
LARGO SUPERFICIE	108.28	MTS
LARGO FONDO	99.28	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	7,734.67	M3

CALCULO DE CAUDALES

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	902.54	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	785.30	M3/DIA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
PERIODO RETENCION	10	DIAS
FACTOR DE DISPERS	0.255	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.728	DIA <sup>(-1)</sup>
a	2.884	ADIMENS
N EFLUENTE	1.91E+06	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	98.09	%
Kf	0.42	DIA <sup>(-1)</sup>
DBO DEL EFLUENTE	194.35	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	80.62	%

#### LAGUNAS SECUNDARIAS

Nro de Lagunas Secundarias

4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO SEC. EN DBO TOTAL	330.39	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOTAL LAGUNA	0.77	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.19	HA
ANCHO SUPERFICIAL	31.08	MTS
ANCHO FONDO	23.88	MTS
LARGO SUPERFICIE	62.15	MTS
LARGO FONDO	54.95	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	1,934.09	M3

CALCULO DE CAUDALES Y PERIODO DE RETENCION

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	785.30	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	746.67	M3/DIA
PERIODO RETENCION	3	DIAS

CALCULO DE LA EFICIENCIA DE LA LAGUNA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
FACTOR DE DISPERS	0.141	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.753	DIA <sup>(-1)</sup>
a	1.449	ADIMENS
N	3.75E+05	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	99.62	%
DBO ELUENTE	157.78	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	84.27	%

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

-----

UBICACION : LOCALIDAD DE PAITA  
 - DATOS DE DISEÑO -

-----

POBLACION FUTURA ZONA ALTA	33038	HAB
DOTACION	180	LT/HAB/DI
CAUDAL	68.83	LPS
CONTRIBUCION AL DESAGUE	90	%
CAUDAL AFLUENTE	61.95	LPS
TEMP. MINIMA	20.2	GRADOS C
TEMP. AGUA MINIMA	22.2	GRADOS C
CONTRIBUCION DE DBO	45	GR/HAB/DI
TIRANTE LAG. PRIMARIA	1.5	MT
TIRANTE LAGUNA SECUNDARIA	1.2	MT
RELACION DE TALUD DE LAGUNA	1/3	
NUMERO DE COLIFORMES DEL DESAGUE	1.00E+08	CF/100ML

LAGUNAS PRIMARIAS

-----

Nro de Lagunas Primarias 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO	1,486.71	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA DE LAGUNA	3.48	HA
AREA DE UNA LAGUNA	0.87	HA
ANCHO SUPERFICIAL	65.92	MTS
ANCHO FONDO	56.92	MTS
LARGO SUPERFICIE	131.84	MTS
LARGO FONDO	122.84	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	11,739.19	M3

CALCULO DE CAUDALES

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	1,338.04	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	1,164.22	M3/DIA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
PERIODO RETENCION	10	DIAS
FACTOR DE DISPERS	0.284	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.728	DIA <sup>(-1)</sup>
a	3.057	ADIMENS
N EFLUENTE	2.00E+06	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	98.00	%
Kf	0.42	DIA <sup>(-1)</sup>
DBO DEL EFLUENTE	282.71	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	80.98	%

#### LAGUNAS SECUNDARIAS

Nro de Lagunas Secundarias 4

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CARGA DE DBO SEC. EN DBO TOTAL	480.61	KG DBO/DIA
CS MAX	427.66	KG DBO/HA.DIA
AREA TOTAL LAGUNA	1.12	HA
AREA DE UNA LAGUN	0.28	HA
ANCHO SUPERFICIAL	37.48	MTS
ANCHO FONDO	30.28	MTS
LARGO SUPERFICIE	74.96	MTS
LARGO FONDO	67.76	MTS
VOLUMEN DE LAGUNA	2,904.90	M3

CALCULO DE CAUDALES Y PERIODO DE RETENCION

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
CAUDAL AFLUENTE	1,164.22	M3/DIA
CAUDAL EFLUENTE	1,108.03	M3/DIA
PERIODO RETENCION	3	DIAS

CALCULO DE LA EFICIENCIA DE LA LAGUNA

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
FACTOR DE DISPERS	0.155	ADIMENS

CUANDO EL VALOR DEL FACTOR DE DISPERSION ES MENOR A 2 ENTONCES SE APLICA LA FORMULA DE THIRYMURTY

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Kb	0.753	DIA <sup>(-1)</sup>
a	1.491	ADIMENS
N	3.93E+05	CF/100ml
EFIC. REMOC. COLI	99.61	%
DBO ELUENTE	228.07	KG DBO/DIA
EFIC. REMOC. DBO	84.66	%

CUADRO NRO. X.1  
RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS LAGUNAS PRIMARIAS Y SECUNDARIAS

LAGUNA PRIMARIA FACULTATIVA														
	POBLACION ACTUAL (hab)	CAUDAL A TRATAR m <sup>3</sup> /dia	AREA REQUERID Ha	NRO. LAGUNAS	AREA UNIT PROPUESTA Ha	ANCHO mt	LARGO mt	TIRANTE mt	PR dias	N EFLUEN CF/100 m <sup>3</sup>	EFIC. REMOC PATOG.	DBO DEL AFL. Kg.DBO/dia	DBO DEL EFL. Kg.DBO/dia	EFIC.REMOC DBO %
Z.ALTA	21836	1768.72	2.30	2	1.15	76	152	1.5	10	2.1E+06	97.93	982.62	184.75	81.20
Z.BAJA	19519	790.52	2.05	4	0.51	51	102	1.5	10	1.9E+06	98.11	878.36	171.47	80.48
LAGUNA SECUNDARIA AEROBICA														
		CAUDAL A TRATAR m <sup>3</sup> /dia	AREA REQUERID Ha	NRO. LAG	AREA UNIT PROPUESTA Ha	ANCHO mt	LARGO mt	TIRANTE mt	PR dias	N EFLUEN CF/100 m <sup>3</sup>	EFIC. REMOC PATOG.	DBO DEL AFL. Kg.DBO/dia	DBO DEL EFL. Kg.DBO/dia	EFIC.REMOC DBO %
Z.ALTA		1538.95	0.73	2	0.37	43	86	1.2	3	4.1E+05	99.59	314.08	148.47	84.89
Z.BAJA		687.83	0.68	4	0.17	29	22	1.2	3	3.7E+05	99.63	291.50	139.54	84.11

NOTA: EN TODOS LOS CASOS EL N DEL AFLUENTE DE LA LAGUNA PRIMARIA ES 1.00E+8 C.F./100 m<sup>3</sup>.

EL DBO DEL EFLUENTE DE LA LAG. PRIMARIA ES MULTIPLICADO POR 1.7 PARA LLEVARLO A DBO TOTAL EN EL INGRESO DE LA LAG. SECUNDARIA.

LA CARGA SUPERF. MAXIMA ES 427.66 KG.DBO/DIA EN LAS LAGUNAS.

CUADRO NRO. 2.2  
RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS LAGUNAS PRIMARIAS Y SECUNDARIAS

LAGUNA PRIMARIA FACULTATIVA														
	POBLACIO FUTURA (hab)	CAUDAL A TRATAR m <sup>3</sup> /dia	AREA REQUERID	NRO. LAG	AREA UNIT PROPUESTA Hs	ANCHO m	LARGO m	TIRANTE m	PR dias	N EFLUEN CF/100 m	EFIC. REMOC PATOG.	DBO DEL AFL. Kg.DBO/dia	DBO DEL EFL. Kg.DBO/dia	EFIC.REMOC DBO %
Z.ALTA	33039	1338.04	3.48	4	0.87	56	132	1.5	10	2.0E+06	98.00	1,486.71	282.71	80.98
Z.BAJA	22285	902.54	2.34	4	0.59	54	108	1.5	10	1.9E+06	98.09	1,002.83	194.35	80.62
LAGUNA SECUNDARIA AEROBICA														
		CAUDAL A TRATAR m <sup>3</sup> /dis	AREA REQUERID	NRO. LAG	AREA UNIT PROPUESTA Hs	ANCHO m	LARGO m	TIRANTE m	PERIODO RETENCIO diss	N EFLUEN CF/100 m	EFIC. REMOC PATOG.	DBO DEL AFL. Kg.DBO/dis	DBO DEL EFL. Kg.DBO/dis	EFIC.REMOC DBO %
Z.ALTA		1164.22	1.12	4	0.28	37.5	75	1.2	3	3.9E+05	99.61	480.61	228.07	84.66
Z.BAJA		785.3	0.77	4	0.19	31	62	1.2	3	3.8E+05	99.62	330.39	157.78	84.27



## 10.9 Operación y mantenimiento de lagunas de estabilización.

### 10.9.1 Operación de rutina.

Es una operación simple y requieren de una capacitación con guías e instrucciones adecuadas a las personas que la efectuen.

- a) Verificar que no exista tendencia al secado o rebalse de la laguna.
- b) Tomar medidas (mínimo 4 veces) de las alturas de agua "h" en los vertederos triangulares y demás estructuras de medición de caudales.
- c) Cortar la grama de los diques y demás áreas verdes del predio de las lagunas y conservarlas libres de hierbas y malezas.
- d) Evitar la formación de malezas y hierbas que permitan la proliferación de mosquitos y otras clases de insectos.
- e) Verificar el buen estado de funcionamiento de las obras de arte, limpiándolas adecuadamente y removiendo las obstrucciones en las mismas, así como evitar el manipuleo de compuertas por personas extrañas.
- f) Cuidar el cercado y señales circundantes al predio de las lagunas para evitar su deterioro y, por ende, el ingreso de personas o animales al lugar.

- g) Comprobar el mantenimiento estricto de los tirantes de agua y los caudales indicados en el programa de operación, coordinando con el profesional responsable.
- h) Hacer oscilar el nivel de las aguas de las lagunas de estabilización periódicamente para evitar el desarrollo de mosquitos, mediante de la operación de las compuertas/vertedero de las estructuras de interconexión y salidas.
- i) Mantener las lagunas facultativas primarias y secundarias para evitar que haya acumulación de sólidos que impidan la acción beneficiosa de la luz solar. Normalmente, la acción de los vientos acumula los flotantes en las esquinas, donde estos pueden ser removidos con facilidad por medio de rastrillos u otros mecanismos. Se recomienda el uso de un bote para otras acciones afines de operación y mantenimiento.
- j) Realizar la remoción periódica de los sedimentos acumulados en las lagunas primarias, de conformidad con lo previsto en el diseño y respetando las instrucciones del ingeniero responsable.

### 10.9.2 Evaluación de las lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización son estructuras muy simples en las que se llevan procesos de depuración natural altamente eficientes y muy complejos, aún no muy bien comprendidos. En las lagunas se llevan a cabo simultáneamente procesos de sedimentación, digestión, estabilización aeróbica y anaeróbica de parte de la carga orgánica suspendida y disuelta; fotosíntesis, floculación biológica; destrucción de bacterias y otros patógenos, etc.

Los procesos anteriormente mencionados son afectados por la temperatura, por la luz solar, por el viento, por la lluvia, la infiltración del agua del subsuelo hacia las lagunas y la percolación del agua de las lagunas hacia el subsuelo.

Se recomienda que se de prioridad a la determinación de los parámetros que permitan definir intensidades de carga orgánica aplicables, tales como oxígeno disuelto, DBO,  $\text{NH}_3 - \text{N}$ , temperatura, caudales, NMP de coliformes tanto totales como fecales, etc.

Especial atención se dará a la evaluación de las constantes de reacción que intervienen en los modelos que se presentarán en el ítem Nº10.7. Se realizarán las pruebas químicas y

bacteriológicas, con los procedimientos normalizados.

Controlando las temperaturas y evaluando eficiencias para diferentes períodos de retención se podrán obtener valores para las constantes de reacción que permitan obtener las ecuaciones que representen mejor los resultados experimentales; estableciéndose de esta manera modelos que faciliten el cálculo de los nuevos proyectos en diferentes climas y regiones.

Las lagunas de estabilización cuentan con una estructura convencional que al parecer fue ejecutada con el objetivo de equipar con instalaciones para un laboratorio de control, evaluación y análisis del tratamiento de las aguas residuales. Esta infraestructura requiere ser rehabilitada.

#### 10.10 Reuso del agua residual.

Como se mencionó al inicio de este capítulo el agua residual tratada puede tener los siguientes reusos: en la agricultura y en la piscicultura. Para ello, las aguas residuales tratadas deberán poseer ciertas características microbiológicas y físico-químicas que permitan su utilización sin generar inconvenientes para la salud pública.

10.10.1 Aspectos de salud pública para el reuso de aguas residuales tratadas.

Las aguas residuales destinadas al riego de productos agrícolas deberán ser sometidas obligatoriamente a tratamiento para que se garantice la ausencia de helmintos intestinales y el contenido de coliformes fecales no deberá exceder de 10,000 organismos por 100 ml.

En la agricultura, para el riego irrestricto, la Organización Mundial de la Salud recomienda una media geométrica de huevos de nemátodos presentes menor a 1 huevo/lt.

En este caso el número de coli fecal será menor a 1,000 CF/100 ml.

El programa de vigilancia básico de productos agrícolas de consumo humano irrigados con aguas residuales tratadas puede efectuarse a través de la cuantificación de coliformes fecales por gramo del producto agrícola (caso de verduras), el cual considera el riego de contaminación por E.Coli y Salmonella en forma conjunta.

Los niveles de control recomendados son:

- Tamaño de muestra: 5 und.
- Método de análisis: Tubos múltiples (NMP/100 ml)
- Límite por gramo.  
Mínimo: m 5

Máximo: M 50

- Número de unidades  
con valores entre  
los límites m-M para  
la aceptación  
provisional. 2 und.

- Niveles de calificación  
a) Aceptable.  
b) Aceptable provisionalmente.  
c) Rechazable.

Cuando los valores encontrados sobrepasan los límites establecidos por el Programa de Vigilancia Básico en un porcentaje determinado de muestra, se debe confirmar la calidad sanitaria del producto agrícola siguiendo las recomendaciones de la Comisión Internacional en Especificaciones Microbiológicas para Alimentos (ICMSF).

En el caso de verduras adicionalmente se debe indicar la ausencia de huevos de parásitos o quistes de protozoarios viables en las 5 unidades de muestras.

El control de calidad de los efluentes de las lagunas de estabilización debe efectuarse por medio de la determinación del NMP de coliformes fecales por 100ml. No es necesaria la identificación rutinaria de Salmonella, ya que ellas pueden ser estimadas fácilmente

aplicando la siguiente relación:

$\text{Log. Salm.} = -3.2836 + 0.8171 \text{ Log.C.Fecal,}$   
con un error estándar de estimación de 0.6489  
y  $r^2 = 0.6497.$

Los sectores o entidades responsables deberán registrar o controlar la calidad de las aguas residuales y de los productos agrícolas. El Programa de Vigilancia y control debe ser integral, involucrando desde el tratamiento de las aguas residuales, cultivo, cosecha, transporte y comercialización de los productos agrícolas.

La autorización para el uso de aguas residuales debe estar precedida por la educación de los agricultores en aspectos de necesidad de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas en forma adecuada y prácticas agrícolas que contribuyan a la disminución del riesgo de contaminación.

Los programas de reuso serán acompañados de un programa permanente de monitoreo epidemiológico que, previo diagnóstico mediante indicadores, permitan conocer que el riesgo del reuso se mantiene controlado dentro de ciertos rangos aceptables.

A fin de establecer un Programa de Vigilancia, Control y Tratamiento Adecuado, de acuerdo a cada uno de los factores de riesgo

que inciden en la calidad sanitaria y de la población expuesta, se recomienda efectuar ESTUDIOS EPIDEMIOLOGICOS dirigidos a evaluar el impacto real de cada uno de los diferentes factores que afectan la calidad sanitaria de los productos.

Este programa especial se realizaría para la identificación de patógenos específicos como el caso de Escherichia Coli, Salmonella, Vibrio Cholerae y parásitos entéricos.

Es necesario evaluar con mayor exhaustividad la eficiencia remocional de parásitos en lagunas de estabilización.

Con la finalidad de determinar los mecanismos que conllevan a incrementar el contenido microbiológico de los productos agrícolas en la etapa de comercialización, es recomendable realizar un estudio que permita identificar los puntos críticos de la ruta de comercialización donde se produce la contaminación microbiológica y las causas del deterioro de su calidad microbiológica.

#### 10.10.1.1 Reuso agrícola.

El reuso agrícola puede ser dado ya sea como agua de riego para un parque ecológico o como agua de riego de cultivos de vegetales de consumo



humano para lo cual existen parámetros de control dados por organismos internacionales de salud y que permiten tener las características adecuadas de las aguas tratadas con el fin de evitar brotes epidémicos.

Con ciertas aguas residuales se presentan problemas de contenido de sustancias disueltas y de tóxicos que pueden ser perjudiciales a las labores agrícolas. Además, preocupa el alto contenido de patógenos presentes en las aguas residuales a la hora de usarlas crudas en la agricultura.

La silvicultura o cultivo de árboles con aguas residuales tratadas es una práctica que ha sido aceptada en diversos países considerando que no se trata de un cultivo para consumo humano, y por el efecto favorable que tiene en el medio ambiente y en el paisaje la presencia de árboles.

Aún tratándose de un cultivo que no es apto para el consumo humano debe tenerse mucho cuidado para evitar enfermedades de tipo ocupacional, cumpliendo un rol importante como medida preventiva la educación

sanitaria a los agricultores y para evitar que un exceso del agua de riego llegue a áreas ajenas destinadas a la zona destinada a la silvicultura.

De acuerdo a la eficiencia de remoción de carga de DBO obtenidos así como la de coliformes fecales y del período de retención (que se encuentra en un rango aceptable) se recomienda el uso de las aguas tratadas de las lagunas de estabilización de Paita en el riego de áreas agrícolas para el sembrado de cultivos de tallo alto, es el caso que existe un antecedente de un estudio para el cultivo del mango donde se menciona que el clima y tierra son apropiadas para este producto agrícola. Así mismo se recomienda el uso de las aguas tratadas en áreas de forestación.

#### **10.10.2.2 Piscicultura.**

Aunque en las zona de Paita existe un mar rico en especies hidrobiológicas, debemos considerar y tener presente que hay fenómenos naturales (Fenómeno del Niño) que alteran la ecología de una región y, por lo

tanto, el riesgo de una eventual escasez de las especies marinas puede darse por lo que se pueden adoptar medidas de prevención desarrollando un programa de crianza de peces con aguas residuales tratadas. En tal sentido, se propone que se efectuen investigaciones relacionadas con esta nueva forma de reutilización de las aguas residuales lo cual ayudaría mucho en la búsqueda de posibilidades alternas a la falta de recursos alimenticios.

Según la Organización Mundial de la Salud recomienda que las aguas residuales tratadas para el uso en piscicultura sea con un contenido de menos de 1 huevo de Nemátodo por lt. y el rango de Coliformes Fecales menor a 10,000 CF/100 ml.

El reuso en piscicultura se puede enfocar desde dos puntos de vista:

- Aprovechamiento del agua y
- Aprovechamiento de nutrientes.

Cuando se trata del aprovechamiento del agua el efluente de una laguna (por lo menos terciaria) es agregado poco a poco a las lagunas para la cría de peces con la finalidad

de reponer las pérdidas por evaporación y percolación, es el caso de las Lagunas de San Juan de Lima que se cría la especie denominada Tilapia Nilótica.

Cuando se trata de aprovechar nutrientes además del agua, los peces se crían también en lagunas especiales, pero se trata de llevar a ellas la mayor cantidad posible de efluentes de lagunas terciarias dentro de ciertos requerimientos de la calidad de agua destinada a piscicultura.

#### **10.11 Rehabilitación y reacondicionamiento de las lagunas de estabilización para el reuso de las aguas residuales en áreas de irrigación para agricultura o forestación.**

En este ítem presentamos un proyecto de rehabilitación y reacondicionamiento de las lagunas de estabilización con la finalidad de que los caudales efluentes tratados puedan ser destinados a un área agrícola o de forestación.

##### **10.11.1 Descripción del sistema proyectado.**

El sistema que se proyecta para la recolección de los efluentes de las lagunas secundarias contempla la construcción de un canal lateral ubicado

a la salida del efluente de las lagunas secundarias. Este canal tiene una longitud de 220 ml. en cada sector de la batería de lagunas primarias y secundarias. La sección del canal será de 0.5 m. de ancho y 0.80 de profundidad. Asimismo, se contempla la construcción de nuevos sistemas de ingreso, interconexión y salida de tal manera que permitan un buen funcionamiento y operación de las lagunas. El agua residual tratada será enviada al área eriaza proyectada por la Municipalidad Provincial de Paita la cual debe ser acondicionada y demarcada para evitar su invasión por terceros.

Cabe indicar que 613 mt. de tubería de concreto existente de  $\phi 14''$  así como 7 buzones quedarán en dicha infraestructura para que sirva de evacuación de los excedentes de los efluentes de las lagunas secundarias hacia el emisor que evacua las aguas tratadas hacia el mar.

El diseño de este proyecto se presenta en el plano N<sup>o</sup> X.1.

## CAPITULO XI

### EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL

#### 11.1 Introducción.

La Evaluación del Impacto Ambiental es el proceso que permite informar sobre probables impactos ambientales generados por la ejecución de un determinado proyecto y cuyas implicancias se constituyen como una herramienta para la toma de decisiones en favor o en contra de la ejecución del mismo.

La metodología a seguir consiste en presentar un diagnóstico de la zona de influencia del Proyecto con el fin de observar posteriormente los impactos que se generarían al realizarse las acciones contempladas en el diseño de la obra.

Se considera un impacto ambiental cuando una acción o actividad genera una alteración en el medio o en algunos de sus componentes. Esta alteración puede ser positiva o negativa, pero el balance final es el que se evalúa para poder decidir si se realiza o no el proyecto planificado.

En el aspecto de proyectos de saneamiento las evaluaciones deben contemplar variables que son difíciles de cuantificar pero sí se pueden cualificar según criterios que se adoptan en forma convencional y cuyos parámetros están dados en función a evaluaciones anteriormente efectuadas.

#### 11.2 Metodología para el diagnóstico ambiental.-

En primer lugar, analizaremos la información sobre el estado actual del deterioro de los asentamientos humanos ubicados en la zona alta de Paita para determinar el grado de deterioro del medio ambiente y la calidad de vida de los pobladores dentro de los espacios territoriales definidos.

Se busca identificar y localizar los efectos directos e indirectos producidos por las actividades humanas y los fenómenos naturales sobre la estructura de los ecosistemas y la calidad de vida de la población.

La metodología está basada en el análisis del deterioro de los asentamientos humanos y de los recursos físicos-biológicos así como los efectos de la ocurrencia de los fenómenos naturales.

De acuerdo al nivel de deterioro se efectúa una clasificación en dos grupos: áreas ambientalmente críticas (con problemas serios de deterioro) y áreas susceptibles de deterioro.

### 11.2.1 Areas ambientalmente críticas.

Las áreas ambientalmente críticas son espacios territoriales que muestran desequilibrios notables en las características de sus factores o condiciones ambientales, esto es debido a la alteración individual o combinada de los asentamientos humanos (calidad de vida) y de los recursos físicos-biológicos y a la ocurrencia de fenómenos naturales. Estos aspectos se manifiestan principalmente en la saturación de la capacidad de asimilación de contaminantes, la irreversible pérdida de recursos, menor capacidad de producción, por ocurrencia de desastres naturales y degradación de la calidad de vida, comprometiendo la dinámica de su desarrollo, además de agravar el cuadro de sus condiciones ambientales futuras y la disponibilidad de recursos naturales.

El proceso de deterioro no es necesariamente constante, sino que puede ocurrir en períodos relativamente cortos, o también pueden ser el resultado de un proceso largo que origina un cambio en la calidad y productividad de los ecosistemas.

Para determinar el estado crítico ambiental, se toman como base los siguientes parámetros:



#### 11.2.1.1 Deterioro de la calidad de vida.

**Urbanización** Proporción de la población urbana mayor del 50%.

**Desnutrición** En niños de menos de 6 años, mayor del 46%.

**Analfabetismo** En población mayor a 15 años, superior a 26%.

**Viviendas** Carencia de servicio de agua, desagüe y luz que superan al 50% del total.

**Niveles de ingreso:** Promedio del ingreso mensual inferior al salario mínimo vital (SMV).

**Capacidad instalada** En servicios de salud, menos de dos camas hospitalarias por mil habitantes.

**Niveles de pobreza:** Estratificación de la pobreza.

#### 11.2.1.2 Deterioro de los recursos físicos biológicos.

**Suelos:** Acción intensa de procesos y fenómenos naturales; áreas con serios problemas erosivos, salinización fuerte a excesiva; cambio de uso agrícola a urbano.

**Aguas continentales:** Contaminación por vertimientos domésticos e industriales; limitada capacidad de autodepuración; pérdidas de vidas y daños a la infraestructura productiva y social por inundaciones estacionales.

**Aguas marítimas:** Contaminación por desagües domésticos e industriales; derrames de petróleo; alteración de diversos ecosistemas por la presencia del "Fenómeno del Niño".

**Aire:** Elevada contaminación del aire por la emisión de gases, humos y polvos.

Fauna silvestre y recursos hidrobiológicos: Decremento de la población; especies en vías de extinción, situación vulnerable y situación rara.

#### 11.2.1.3 Ocurrencia de fenómenos naturales.

Pérdida de vidas, destrucción de infraestructura productiva y social.

#### 11.2.2 Areas susceptibles de deterioro.

Son aquellas que si bien no presentan actualmente problemas ambientales críticos, son susceptibles de convertirse en críticas, ya sea por actividades humanas degradantes (uso irracional de recursos naturales) o por la eventualidad de ocurrencia de fenómenos naturales destructivos de gran intensidad y magnitud.

##### 11.2.2.1 Costa.

Alrededor de las principales urbes de la costa, por el crecimiento progresivo de los cascos urbanos sobre tierras agrícolas; por la ocurrencia de fenómenos naturales (sismos) y, en el caso particular de Chiclayo, Tumbes y Piura, por la ocurrencia más o menos

periódica del "Fenómeno del Niño" en forma intensa.

Valles de la costa, por el incremento de problemas de salinidad y mal drenaje y la susceptibilidad a la erosión fluvial.

Los indicadores que precisan el carácter potencialmente crítico de estas áreas son los siguientes:

**a) Fenómenos Naturales:**

- Potencialidad sísmica.
- Susceptibilidad a las inundaciones.
- Susceptibilidad a los huaycos.

**b) Actividades Productivas:**

- Sobrepastoreo.
- Decrecimiento poblacional de la fauna silvestre.
- Vertimientos nocivos.

### 11.3 Análisis integrado de áreas críticas.

Para efectuar el análisis integrado de la problemática ambiental existente, se ha procedido a su evaluación mediante la calificación de los posibles problemas ambientales, expresados en los daños que ocasionarían a la población, sus efectos en la disponibilidad de recursos y en la productividad de los ecosistemas. Esta problemática, ha sido analizada de acuerdo a indicadores obtenidos en la información

disponible sobre el deterioro de la calidad de vida, deterioro de los recursos fisico-biológicos y de la ocurrencia de los fenómenos naturales que afectan al medio ambiente, expuesta en el ítem 11.2.

#### **11.3.1 Análisis del deterioro de la calidad de vida.**

Este indicador se analizó a nivel provincial y departamental de acuerdo a los parámetros establecidos anteriormente y que se muestran en los cuadros NO XI.1 y XI.2, revelándose un gran deterioro de la calidad de vida en el área de la Provincia de Paita, por el bajo nivel socio-económico y productivo.

##### **11.3.1.1 Urbanización.**

En el cuadro NO II.14 referente a la estructura demográfica regional, sub-regional y provincial; se presenta el Índice de Urbanización provincial, comparado con los niveles sub-regional, regional y nacional. Este indicador nos revela el acrecentamiento que va teniendo la tendencia urbanística de la provincia de Paita, la cual en los censos de 1940 y 1961 revelaba un ligero predominio de la población urbana sobre la rural. Sin embargo, a partir

CUADRO Nro.XI.1  
INDICES PARA LA DETERMINACION DEL GRADO DE DETERIORO  
DE LA CALIDAD DE VIDA DE LA LOCALIDAD DE PAITA

R A N G O S	SEVERAMENTE CRITICO	CRITICO	MODERADO	LEVE
PROPORCION URBANA	> 75%	50 - 74	25 - 49.9	< 25
% DESNUTRIC. NIÑOS < 6 AÑOS	57% - 68%	46% - 56%	29% - 45%	19% - 28%
%POBL. >15 AÑOS SIN SABER LEER NI ESCRIBIR	41% a 55%	26% a 40%	16% a 25%	4% a 15%
%VIVIENDAS SIN SERVICIOS DE AGUA, DESAGUE Y LUZ	75% - 87%	50% a 74%	25% a 49%	5% a 24.9%
PROM. INGRESO MENSUAL(S/.)	75 - 132	136 - 188	192 - 245	249 - 332
CAMAS HOSPIT. POR MIL HAB.	< 1.0	1.0 - 1.9	2.0 - 2.9	> 3.0
ESTRATOS	ESTRATO I	ESTRATO II	ESTRATO III	ESTRATO IV
INDICE	(SC)	(C)	(M)	(L)

EL SALARIO MINIMO VITAL FUE DE 140 NUEVOS SOLES (JUNIO 94)

CUADRO Nro. XI.2  
 DETERIORO DE LA CALIDAD DE VIDA DE LA POBLACION DE PAITA

V A R I A B L E	VALOR	UND	INDICE
URBANIZACION	92.2	%	SC
DESNUTRICION	14	%	L
ANALFABETISMO	12.5	%	L
VIVIENDAS SIN SERVICIOS BASICOS	30	%	M
NIVELES DE INGRESO	140	S/.	C
CAMAS HOSPITALARIAS	1.22	cam/1000hab	C
NIVELES O ESTRATIFICACION DE LA POBREZA	III		M
NIVEL ESTIMADO DE DETERIORO			M

de 1972 se empieza a crecer el predominio urbano, habiendo llegado, en el censo de 1981, a constituir la población urbana el 89.7% de la población total.

Actualmente se estima de acuerdo a proyecciones del INEI-OREI que el 92.2% del total de la población provincial reside en el área urbana, lo que representa un alto indicador que está muy por encima en 22.8 puntos del nivel regional (69.4%) y en 21.9 puntos sobre el nivel nacional (70.3%).

Esta tendencia de la población a residir en centros urbanos, que vienen a ser la capital provincial y las capitales distritales, se va a mantener en sus proyecciones hasta el año 2000 lo que revela un alejamiento del campo.

#### 11.3.1.2 Desnutrición.

En niños de menos de 6 años, la desnutrición es de 14%, en la localidad de Paita.



#### 11.3.1.3 Analfabetismo.

La tasa de analfabetismo de Paita, en población mayor a 15 años, es de 12.5%, considerándose baja comparada con las zonas de la sierra y frontera.

#### 11.3.1.4 Viviendas.

En la Provincia de Paita de acuerdo a la Oficina Regional de Estadística e Informática de Piura se estima que en 1993 existe un total de 12,898 viviendas, arrojando una densidad o coeficiente de hacinamiento de 6.1 hab/viv. Sin embargo, a nivel del distrito de Paita, el número de viviendas sólo llega a 6,264 arrojando una densidad de 6.6 hab/viv., esta situación origina un gran problema de hacinamiento existiendo una gran demanda de viviendas que no es satisfecha con la población actualmente existente.

En la ciudad de Paita el 19.50% carecen de servicio de agua, el 40% no tiene sistema de alcantarillado y el 29% no cuentan con servicio de energía eléctrica.

En la zona Alta de Paita el 34%

carece de servicio de agua potable, el 69% no cuenta con sistema de alcantarillado y un 25% no cuenta con energía eléctrica domiciliaria.

#### 11.3.1.5 Niveles de ingreso.

La PEA total de la provincia de Paita proyectada en base al Censo de 1981, para 1993, asciende a 26,870 personas, lo cual constituye el 34.2% del total provincial. Esto quiere decir que el resto (65.8%) es población no apta para trabajar y constituye carga de familia.

La relación entre el PEA y la carga de familia es de 1 a 2, es decir que de cada 3 personas, una es apta para el trabajo, lo que se considera un indicador normal del PEA.

La PEA ocupada se estima en 25,835 personas que representan el 96.1% del total de la PEA, mientras que la PEA desocupada asciende a 1035 personas que representa solo el 3.9% del total.

Existe, a pesar de las cifras aparentemente buenas de nivel de empleo, una PEA sub-empleada que viene a ser aproximadamente el 45.3% del

total de la PEA ocupada. Esta PEA sub-empleada la constituye todas aquellas personas que no tienen trabajo permanente y solo pueden trabajar por temporadas, como es el caso de los trabajadores agrícolas eventuales (golondrinos), trabajadores de tripulaciones pesqueras, albañiles, etc. y además personas que trabajan en actividades informales y de servicios y cuyo ingreso no alcanza el mínimo vital, como es el caso de los comerciantes pequeños, cargadores, ayudantes de los transportistas, etc. Paita presenta una tasa de desempleo mediano que varía entre el 20% y el 22%.

La provincia de Paita se sitúa por debajo de las provincias de Talara y Piura en cuanto al nivel de ingreso laboral per-cápita del Departamento de Piura. El ingreso laboral en la provincia llegó en 1990 a US Dólares \$ 341.92, a pesar de que la PEA en Paita es más industrializada que en Piura y Talara (ver cuadro NO II.6).

#### 11.3.1.6 Capacidad instalada para atención de salud.

Se cuenta en el hospital de apoyo con 60 camas (49 de hospitalización, 8 de observación y 3 de dilatación).

El hospital de la Caja de Beneficios posee 36 camas de hospitalización (2 de emergencia, 2 de recuperación, 16 de hospitalización y 16 cunas).

El centro materno infantil Las Mercedes posee 20 cunas y 16 camas de hospitalización.

En total se tiene 96 camas para una población de 78,679 habitantes proyectados para 1993 según el INEI, lo que da como resultado menos de 2 camas por cada 1000 habitantes.

#### 11.3.1.7 Niveles de pobreza.

En cuanto al nivel de pobreza la provincia de Paita se sitúa en un nivel intermedio por debajo de las provincias de Talara, Piura y Sullana, pero por encima de Morropón, Huancabamba y Ayabaca (ver cuadro NOII.6) ubicándose en un estrato de pobreza III.12.

## 11.3.2 Deterioro de los recursos físicos-biológicos.

### 11.3.2.1 Suelos.

La Unidad Ecológica de Paita está conformada por zonas desérticas, dunas y colinas afectadas por erosión eólica y con vocación productiva pesquera e industrial. Los vientos predominantes se producen en los meses de Setiembre a Enero con una velocidad promedio de 3.9 mts/seg. y más fuertes en el invierno; soplan en dirección Sur-Oeste.

### 11.3.2.2 Aguas continentales.

Actualmente el 100% de las aguas servidas domésticas son evacuadas a la bahía de Paita, sin ningún tratamiento previo. En la zona baja se encuentra ubicado el Complejo Pequero conformado por industrias dedicadas al proceso de especies hidrobiológicas, producción de harinas, productos hidrobiológicos para consumo humano, conservas y otras, así como las empresas pesqueras ubicadas en la carretera Paita-Sullana, las cuales evacuan el 100% de sus aguas servidas industriales sin ningún tratamiento al mar de Paita;

tal es el caso que la producción de la harina de pescado conlleva a la contaminación del mar y del medio ambiente. Esto produce una alteración del medio ecológico y de los recursos naturales.

#### 11.3.2.3 Aguas marítimas.

Existe la contaminación de aguas marítimas por desagües domésticos e industriales (empresas pesqueras). La acción de alteración de diversos ecosistemas se debe a la presencia extraordinaria del "Fenómeno del Niño".

#### 11.3.2.4 Aire.

La industria pesquera utiliza los recursos hidrobiológicos para producir toda una gama de productos elaborados destinados a cubrir las necesidades de alimentación de la población del país y comercialización al exterior. La industria de harina y aceite de pescado posee una capacidad instalada suficiente para producir 152 TM/hora, lo que representa un 70% del total departamental. Asimismo, en conservas

se tiene una capacidad instalada en su línea de crudo de 9,790 cajas (de 48 latas) por día y en su línea de cocido de 4,992 cajas (de 48 latas) por día. En el año 1992 se ha industrializado para consumo humano indirecto (harina y aceite) un total de 56,433.738 TM. Todo esto permite concluir en la elevada contaminación del aire por la emisión de gases, humos y polvos provenientes de esta gran industria pesquera.

#### **11.3.2.5 Fauna silvestre y recursos hidrobiológicos.**

El aprovechamiento de los productos pesqueros se sustenta en la explotación de especies tradicionales lo que contribuye al decrecimiento de la población marina y al riesgo de especies en vías de extinción.

#### **11.3.3 Ocurrencia de fenómenos naturales.**

A nivel provincial las zonas de riesgo están relacionadas principalmente con problemas de las aguas del mar o del río, que pueden ser: inundación de la ciudad de Paita

a consecuencia de un maremoto o maretazo, inundación del Valle por creciente extraordinaria del río Chira, inundaciones por un incremento rápido de las aguas del reservorio de Poechos, inundaciones por rotura de canales del Bajo Chira.

También se pueden producir inundaciones y hasta huaycos en las ciudades de Paita y Pueblo Nuevo de Colán de presentarse el Fenómeno del Niño en forma extraordinaria, tal como se produjo en 1983. Las quebradas secas que abundan sobre todo en la margen derecha del río Chira, ofrecen graves riesgos pues en épocas de presentación del Fenómeno del Niño funcionan con grandes volúmenes de agua que arrastran arcilla, arena, piedras, plantas, etc. destruyendo carreteras, sistemas de agua potable y alcantarillado e inundando algunos pueblos.

El fenómeno del Niño según el Instituto Geofísico del Perú es un fenómeno oceanográfico que se manifiesta con la presencia de aguas muy cálidas frente a las costas



ecuatorianas y peruanas, lo que causa lluvias torrenciales en la parte sur occidental del Ecuador y en la Región Grau y produce la huida y muerte de cientos de millones de peces, en especial anchovetas, sardinas y aves guaneras.

El Fenómeno del Niño presentado en el año 1983 fue de tipo extraordinario y produjo verdaderos diluvios que trajeron como consecuencia enormes inundaciones y desbordes de ríos, quebradas y canales, originando destrucción de carreteras, infraestructuras de riego, viviendas, escuelas, sistemas de agua potable, alcantarillado y electricidad y además inundando pueblos y ciudades.

La ciudad de Paita fue considerablemente afectada, principalmente por efecto de las quebradas que bajaban de los cerros y deslizamientos de tierras, originando la destrucción de gran parte de la infraestructura urbana, en especial de las viviendas.

No se debe descartar los riesgos que significan los movimientos

sísmicos que pueden alcanzar magnitudes que los convierten en fenómenos destructivos. Se vive en un país donde los sismos o movimientos terráqueos de intensidad variable pueden producirse en cualquier momento. Las causas vienen a ser el desplazamiento y choque de la inmensa placa submarina de Nazca que se desplaza de oeste a este, con la placa de América del Sur que tiene sentido contrario.

#### 11.3.4 Areas susceptibles de deterioro.

##### 11.3.4.1 Costa.

El territorio de la provincia de Paita en el ámbito rural en un alto porcentaje presenta ecosistemas desérticos y sub-desérticos en una zona tropical. Estos ecosistemas son muy frágiles y fácilmente pueden evolucionar hacia desertificación total con todas las consecuencias negativas que esto originaria. El pastoreo de caprinos debe ser controlado para que no signifique un deterioro ecológico. Se deben hacer los mayores esfuerzos para mejorar los

ecosistemas que se están perdiendo mediante la reforestación con plantas que en forma natural crecen en estos territorios y aprovechar los períodos con fuertes lluvias que hacen crecer cientos de miles de plantas de algarrobo y zapote, las cuales en su mayoría no prosperan debido a la gran presión del pastoreo de caprinos.

En las zonas urbana y sobre todo en el mayor conglomerado que forma la ciudad de Paita hay fuertes problemas ambientales que tienen que ver con los lugares donde se depositan las basuras. Esto se da principalmente con algunas empresas de industria pesquera que arrojan gran cantidad de desperdicios de productos pesqueros en zonas adyacentes a la ciudad, los cuales por su alto contenido orgánico y las altas temperaturas existentes se descomponen con gran rapidez, dando lugar a la aparición de grandes volúmenes de insectos, especialmente moscas, que inundan la ciudad y que ponen en riesgo de contraer enfermedades, especialmente en la población infantil.

#### 11.4 Diagnóstico ambiental.

La problemática ambiental de las áreas críticas ha sido sometida a un análisis integrado a través de una matriz de impactos (ver cuadro Nº XI.3). Allí se aprecia que para las áreas delimitadas en la región costera se produce una inusual combinación del deterioro de la calidad de vida y de los recursos naturales, como resultado de la distribución y concentración de población, del desarrollo de las actividades productivas y de la ocurrencia de serios fenómenos naturales. Estos factores coadyuvan a deteriorar progresivamente el medio natural, en desmedro de la calidad de vida de la población, cuando no se aplica un manejo adecuado de los ecosistemas.

De esta manera, la matriz refleja el verdadero carácter de la problemática ambiental regional de manera integrada, y proporciona también valiosos elementos de juicio para tentar una priorización en la atención de áreas críticas a nivel de la zona.

#### 11.5 Incidencia del Proyecto de Mejoramiento de Abastecimiento de Agua Potable y de Alcantarillado sobre la zona alta de Paita.

La siguiente sección presenta una evaluación del impacto ambiental del sistema de abastecimiento de agua potable y el sistema de tratamiento y disposición final sobre toda la parte alta de la localidad de Paita, área de importancia en el desarrollo de la

CUADRO Nro. XI.3  
 MATRIZ INTEGRADA DE IMPACTOS AMBIENTALES  
 DEL AREA CRITICA DE LA ZONA DE PAITA

MEDIO AMBIENTE HUMANO	ASPECTOS SOCIALES	URBANIZACION	X
		TUGURIZACION	X
		DESNUTRICION	X
		DESOCUPACION Y SUB-EMPLEO	X
		BAJA CALIDAD DE VIDA	X
MEDIO AMBIENTE FISICO- BIOLOGICO	AGUAS	CONTAMINACION DE AGUAS MARINAS	X
		CONTAMINACION DE AGUAS CONTINENTALES	X
	AIRE	CONTAMINACION INDUSTRIAL	X
	SUELOS	EROSION	
		SALINIZACION	X
		URBANIZACION EN SUELOS AGRICOLAS	X
	FORESTALES	DEFORESTACION	X
	PASTOS NATURALES	SOBREPASTOREO QUEMA DE PASTIZALES	
	RECURSOS HIDROBIOL.	SOBREPESCA	X
		FAUNA SILVESTRE	DISMINUCION DE POBLACION DE ESPECIES
FENOMENOS NATURALES	FENOMENOS GEODINAMICOS EXTERNOS	HUAYCOS	X
		DESGLIZAMIENTOS Y DERRUMBES	
		ALUVIONES	
		INUNDACIONES	X
		MOVIMIENTO DE ARENAS EOLICAS	X
FENOM. INTERNOS	FENOM. GEODINAMICOS INTERNOS	SISMOS	X
		WAREMOTOS	X
FENOMENOS CLIMATICOS	FENOMENOS CLIMATICOS	HELADAS	
		SEQUIAS	
		PLUVIOSIDAD (FENOM. EL NINO)	X

ciudad.

Esta zona posee una extensión de 2.6 Hás. y tiene un terreno apropiado para la ubicación de una batería de lagunas primarias y secundarias (pre-tratamiento) para luego evacuar el agua residual tratada en un campo casi desértico que permitirá la recuperación de un área de terreno para el cultivo de plantas aprovechables y proporcionando una belleza estética inestimable.

El creciente desarrollo vertiginoso para las aguas negras de la zona ha creado la necesidad de un plan comprensivo del área.

#### 11.5.1 Desarrollo de la evaluación

La evaluación del impacto que genera la ejecución del proyecto de abastecimiento de agua potable y alcantarillado comprende la determinación de variables que pueden ser o no similares a las de las zonas ambientalmente críticas pero que su presencia alteran el medio ambiente y la ejecución del proyecto incide sobre ellas.

Como se expresó al inicio del presente capítulo, estas variables no pueden cuantificarse por su indeterminación y falta de parámetros de medición y criterios convencionales de valoración, pero se puede sugerir un criterio lógico y cualitativo que

serán ratificados con los mismos resultados futuros.

A continuación se presenta los cuadros NOXI.4 y NO XI.5 con el resumen de las variables utilizadas para la presente evaluación y la forma en que actúan sobre la ejecución o no del proyecto arriba mencionado.

### 11.5.2 Resultados.

#### 11.5.2.1 Resumen del impacto ambiental

##### a) Impactos negativos:

Los impactos negativos son inherentes a cualquier sistema de tratamiento y disposición de aguas residuales. La colocación de tuberías de concreto en las calles causará un impacto temporal en el área inmediata a las instalaciones como son las residencias de los pobladores así como la obstrucción de las pistas pero ello desaparecerá una vez concluidas las obras de tendido de redes.

##### b) Impactos positivos:

Los propósitos de presentar un sistema de recolección, tratamiento y disposición final de aguas servidas para la zona son proteger la salud

CUADRO NO XI.4

COMPONENTES	NO EJECUCION DEL PROYECTO	DESARROLLO DEL PROYECTO
Morbilidad	Antecedentes de enfermedades como el cólera y otras.	Menor probabilidad de enfermedades transmisibles por el agua y desagües.
Saneamiento	Agua sin seguridad de ser agua potable. Inadecuada disposición de excretas.	Agua potable al alcance de los habitantes y mejor disposición de excretas.
Esfuerzo humano	Pérdida de tiempo y fatiga por conseguir agua.	Agua al alcance en forma directa.
Educación sanitaria	Dedicación de recursos económicos y humanos para este propósito.	El esfuerzo es menor en el cuidado y preservación del agua potable.
Higiene personal	La falta de agua conlleva a un uso restringido de la misma por lo que se efectúa una deficiente higiene personal.	Se promueve la higiene personal al existir el agua suficiente.
Visual	Mal aspecto visual por la presencia de residuos sólidos y aguas residuales en las calles.	Se evita el mal aspecto estético al observar aguas servidas regadas en las calles y excretas mal dispuestas.
Olfativa	Presencia de malos olores.	Disminución de malos olores.



CUADRO NO XI.5

ZONA DE IMPACTO	COMPONENTE	NO EJECUCION DEL PROYECTO	DESARROLLO DEL PROYECTO
ECOLOGIA	Suelo.	Presencia de áreas desérticas sin ningún uso.	Se recupera áreas eriazas para el cultivo de vegetales.
	Vectores Contaminantes.	Mayor presencia de moscas e insectos que proliferan ante la presencia de excretas y aguas servidas.	Menor presencia de insectos y el viento no transporta las partículas contaminantes por el aire.
	Fenómenos naturales	Las personas sufren al ocurrir un desastre natural por la falta de un sistema adecuado de distribución de agua y disposición de excretas.	Los sistemas propuestos resisten mejor las circunstancias de desastre y el riesgo de colapso es menor.
	Aguas del mar	No hay efecto directo sobre ellas.	Se evita contribuir con mayor caudal de aguas residuales no tratadas evacuadas hacia el mar.

humana y mantener a las playas en un nivel aceptable de limpieza. El sistema propuesto protege las playas de la posible contaminación el cual podría volverse más serio si las aguas residuales de la zona alta son evacuadas al mar.

Habrá un impacto positivo al eliminar las fosas sépticas y letrinas construidas en cada vivienda, ellas tienen una operación y mantenimiento mínimo y se han ejecutado sin criterios sanitarios.

Por otro lado, la bahía se beneficiará con una mejor est tica y la creación de un área verde permitirá proteger a la población de los fuertes vientos que al transportar polvo ensucian notablemente sus viviendas.

## 11.6 Conclusiones.

Como se ha podido observar mediante el análisis del deterioro de la calidad de vida de la zona y la determinación de las variables que actúan sobre las áreas críticas y, posteriormente, con el análisis del impacto ambiental de la ejecución del proyecto de abastecimiento de agua potable y alcantarillado se muestra claramente que el balance de impactos favorece

grandemente el lado positivo, por lo que se recomienda la ejecución del proyecto con el fin de mejorar la calidad de vida de los pobladores y la preservación del medio ambiente por el uso adecuado de los recursos y la buena disposición final de las aguas residuales.

Asimismo, se debe elaborar un programa de monitoreo de los impactos ambientales con la finalidad de evaluar cada una de las variables contempladas en el presente estudio.

Se debe considerar que la población no se desarrolle hacia el Sur con el fin de no acercarse mucho a las lagunas ni al área destinada a un uso agrícola o forestal.

## CAPITULO XII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 12.1 Conclusiones.

Según los objetivos planteados al inicio del presente estudio, se puede mencionar que han sido cubiertos ampliamente lo que significa que la información presentada y sistematizada servirá como una base para los futuros proyectos a desarrollarse en la zona de Paita y asimismo, la recopilación de la información socio-económica y la evaluación del impacto ambiental permitirá tener una herramienta adicional para la solución de los diferentes problemas sociales y medioambientales.

## CAPITULO I

- Mediante el presente estudio se permitirá la elaboración y diseño del Proyecto Integral de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado para la localidad de Paita.

- Las condiciones higiénico-sanitarias se verán mejoradas con la aplicación de las medidas de

saneamiento planteadas en este estudio.

- Asimismo, se permitirá mejorar el sistema de abastecimiento al presentarse alternativas viables de ejecución para incrementar la eficiencia de la planta de tratamiento, el mejoramiento de la línea de conducción de agua potable y los diversos componentes del sistema de agua potable para la localidad de Paita en la zona alta.

- Se permitirá con el presente estudio una evacuación adecuada de los desagües domésticos de la zona de Paita en general al ser evacuados sus efluentes a las lagunas de oxidación las cuales fueron ejecutadas bajo otros criterios de diseño.

## CAPITULO II

- La localidad de Paita se localiza a  $5^{\circ}04'57''$  de latitud sur y  $81^{\circ}06'42''$  de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

- Paita pertenece a la Región Grau y es una provincia del departamento de Piura.

- La provincia de Paita tiene un territorio de geografía variada. En esta provincia circula el caudaloso río Chira el cual desemboca al Océano Pacífico.

- La ciudad de Paita no posee ningún río que la atraviese y tampoco posee napa freática de agua subterránea.

- Paita está dividida en dos zonas: zona alta y zona baja. La zona baja constituye el casco antiguo sin capacidad de expansión horizontal y la zona alta comprende la zona del tablazo sujeto a una expansión constante y acentuada en los últimos 10 años.
- Paita posee condiciones climáticas influenciadas por la Corriente del Niño que da lugar al fenómeno del Niño, el cual influye notablemente en las precipitaciones pluviales y en las características de los vientos.
- Las actividades predominantes en la provincia de Paita son la pesca y la industria manufacturera de productos hidrobiológicos.
- La Zofri-Paita brinda grandes perspectivas de desarrollo de la provincia.
- Como único puerto de comercialización ofrece una buena fuente de ingresos por exportación y permite la importación de productos.
- Paita cuenta con tres centros de salud con una capacidad instalada total de 96 camas.
- Es notoria la mayor incidencia de las enfermedades intestinales con 802 casos en el año 92.
- Las enfermedades causantes de la muerte son las enfermedades infecciosas intestinales (46 casos). Hubo presencia de epidemias como el cólera y la malaria, con 752 casos de cólera y 20 de paludismo.
- Existe un déficit de cobertura de agua para la zona alta debido a la falta de redes de distribución

de agua potable.

- Paita presenta un modelo de concentración urbana puesto que en esta ciudad se localiza más del 52% de la población total y el 57% de la población urbana provincial.

### CAPITULO III

- Las ciudades de Paita y Talara se abastecen con el agua tratada en la planta de tratamiento de El Arenal, la cual actualmente distribuye unos 253 lps. hacia la localidad de Paita y 355 lps. hacia la provincia de Talara.

- La planta de tratamiento es de tipo Degremont y tiene una capacidad máxima de tratamiento de 780 lps.

- A la localidad de Paita llegan dos líneas de conducción de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  las cuales parten de los ex-sedimentadores de la planta antigua de tratamiento de El Arenal.

- En el trayecto hacia Paita la línea  $\phi 16''$  distribuye agua a Pueblo Nuevo de Colán y Colán así como a otras industrias y establecimientos avícolas.

- En la zona baja existen líneas de distribución de agua potable que requieren de un estudio integrado para su rehabilitación.

- Excesiva agua no contabilizada: Sólo 8% de conexiones domiciliarias a nivel de empresa tiene

micromedición.

- La planta de tratamiento El Arenal no cuenta con ningún sistema para tomar lectura o registrar los volúmenes de agua producida.

- La presencia de fugas visibles, no visibles y el uso irracional de agua por parte de los usuarios también contribuyen al alto porcentaje del agua no contabilizada.

- Existencia de equipos e infraestructura deteriorada y obsoleta debido a la falta de mantenimiento preventivo. Falta catastro de instalaciones.

- Una vulnerabilidad acentuada en el sistema E.P.T. específicamente en la línea que va desde la planta El Arenal hasta Talara. Esta línea es de  $\phi 24''$  y tiene 50 kms. de longitud. Su instalación es superficial en la mayor longitud del trazo y en su recorrido cruza por quebradas naturales de escurrimiento nulo que se convierten en cauces considerables de agua cuando las precipitaciones pluviales son excepcionales tal como ocurrió en el año 1983.

- Los sistemas como el E.P.T. tienen, en sus procesos de producción y conducción de aguas, sistemas de bombeo que repercuten significativamente en los costos por metro cúbico de agua suministrada, con incidencia en las tarifas que paga el usuario. Si se adiciona la deficiencia de operación y mantenimiento el problema de costos adquiere otras dimensiones.



- En alcantarillado, los principales problemas son la cobertura y la disposición final de aguas servidas. En Paita existen las lagunas de estabilización que no están siendo utilizadas por problemas relacionados con la rehabilitación y puesta en funcionamiento de sus componentes de impulsión o emisión de los desagües.

#### CAPITULO IV

- La población estimada para Paita se ha calculado utilizando los métodos estadísticos como son: método geométrico, método de interés simple, método de la parábola de segundo grado, método de incrementos variables, método racional y, por último, el método de crecimiento geométrico del Perú.

- El método más aproximado es el de incrementos variables que proyecta una población futura de 55,323 habitantes al año 2,010.

- Los caudales de diseño son:

- Caudal promedio ( $Q_p$ ) = 68.83 lps.
- Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ) = 89.48 lps.
- Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) = 123.89 lps.
- Caudal de bombeo ( $Q_b$ ) = 119.30 lps.

- El volumen de almacenamiento es de 2,200 mt<sup>3</sup>.

- El caudal de contribución al sistema de alcantarillado es  $Q_{cont} = 99.11$  lps.

## CAPITULO V

- En la Provincia de Paita no existe otra fuente de agua para el abastecimiento de consumo humano, comercial, industrial así como para irrigación como es el río Chira que resulta ser una fuente de agua segura con un caudal de 3,027 millones de mt.3 por año, lo que lo coloca entre los primeros ríos de la costa Peruana.

- El río Chira abastece aproximadamente el 50% del volumen total disponible de agua en las fuentes de la zona norte.

- En el año 1972 se desarrolla el proyecto integral Chira-Piura, prevista en 3 etapas para la irrigación de 162,500 Hás, del cual la primera etapa comprendió la construcción de la represa de Poechos y canales de derivación.

## CAPITULO VI

- Las operaciones irregulares de descarga de agua de la represa de Poechos provoca condiciones inadecuadas para la captación del recurso hídrico, ya que son alteradas las condiciones de caudal y cauce del río.

- Se está cumpliendo con las normas de calidad de agua tratada para consumo doméstico, pero podrían mejorarse llevando a cabo una capacitación del

personal técnico en lo referente a la operación y mantenimiento del sistema. La falta de profesionales idóneos y especialistas en el área es notoria por la dificultad de conseguir datos estadísticos necesarios para llevar a cabo una evaluación del sistema de tratamiento.

- La planta de tratamiento opera sólo con dos equipos de bombeo estando dos inoperativos.

- El parámetro de color del agua en la planta tiene mayor importancia por tener un valor promedio más alto que la turbiedad.

- La solución de sulfato de alúmina es aplicada en una cámara anterior al retromezclador reduciendo la eficiencia de la coagulación.

- La cal se está aplicando después del sulfato, siendo la función de la cal modificar el pH antes de la coagulación.

- Los rangos de pH y alcalinidad en la fuente hacen innecesaria la dosificación de la cal.

- La turbiedad y el color del agua cruda no tienen rangos que justifiquen la predecantación, y menos aún con dosificación previa de sulfato de alúmina.

- Al agregar sulfato de alúmina se reduce la turbidez lo cual disminuye la eficiencia de la coagulación al no poder formarse el manto de lodos en los decantadores.

- El punto de aplicación de sulfato de alúmina

que se realiza antes de los decantadores, con un difusor sumergido en el lugar de llegada del agua presedimentada, debe efectuarse en el salto hidráulico, o sea después, para no destruir el microflóculo formado.

- La planta debe operar con filtración directa cuando la turbiedad del afluente sea menor de 20 NTU y el color menor de 40 UC.

- La forma de operación arriba descrita podría ser entre 6 a 8 meses del año según la estadística de los parámetros. Con valores bajos de turbiedad y color es difícil formar mantos de lodos en los decantadores y si se forman se requeriría de dosis altas de sulfato con ayuda de polímero. Con la filtración directa se reduce entre 40% a 50% las dosis de sulfato de aluminio.

- Con respecto a las líneas de conducción por bombeo de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ , la adquisición de manómetros y caudalímetros se hace necesaria para el buen mantenimiento y operación de las mismas.

- Existen pérdidas de masa a lo largo de dichas líneas que no se pueden cuantificar por la falta de caudalímetros instalados en forma adecuada.

- Las fallas y deterioros de las líneas de conducción de  $\phi 16''$  y  $\phi 10''$  se deben a errores de operación y la acción de manos extrañas que actúan sobre la línea.

## CAPITULO VII

- El terreno en estudio está constituido predominantemente por un limo arenoso (ML) de baja plasticidad en la zona donde se construirá el Reservorio y por una arena limosa (SM) también de baja plasticidad en la zona donde se construirá la Cisterna. Presenta material calcáreo y yeso. No se encontró el nivel freático. Todo esto hasta 7 mt. que fue la profundidad total explorada.

- Para la cimentación propuesta del Reservorio (platea circular), la capacidad portante del suelo a 3 m. de profundidad es de  $q_s = 4.53 \text{ kg/cm}^2$ .

- La profundidad de cimentación a elegir deberá ser tal que la estructura tenga una adecuada resistencia al volteo ante posibles cargas sísmicas.

- Para la cisterna la capacidad portante del suelo a 1.0 mt. de profundidad por debajo de su fondo (aprox. 4.0 mt.) es de  $2.50 \text{ kg/cm}^2$ .

- El área en estudio es plana, no inundable. Además no existen fallas o elementos que comprometan tectónicamente las estructuras a construir.

- Dada la finalidad para la cual va a ser destinada el área, es menester que las instalaciones, como tuberías, sean debidamente protegidas y aisladas, colocando si es el caso ventanas de inspección, dado el carácter expansivo del yeso en contacto con el agua.

- De acuerdo a los resultados obtenidos en el Laboratorio de Química de la Universidad de Piura, la presencia de sulfatos y cloruros en muestras representativas del suelo donde se cimentará el Reservorio es despreciable, por lo que se podrá utilizar un cemento tipo I para la elaboración del concreto de los cimientos.

- En lo que respecta al suelo donde se cimentará la Cisterna este presenta una cantidad moderada de sulfatos, por lo que se deberá utilizar cualquiera de los siguientes tipos de cemento: portland II, puzolánico IP o IPM, en la construcción de los elementos en contacto con el terreno, además de una relación agua/cemento máxima de 0.50.

- Las conclusiones a las que se han llegado en este estudio referentes al estudio de mecánica de suelos no podrán ser aplicadas indiscriminadamente para la cimentación de otras obras por muy cercanas o por la similitud que tuvieran, pues se cometerían errores que pondrían en peligro la estabilidad de dichas construcciones.

## CAPITULO VIII

- El diseño de la red de distribución se elaboró en relación al caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ); que en este caso corresponde a 123.85 lps.

- Para la elaboración del cálculo hidráulico de

la red de distribución de agua potable se ha utilizado la fórmula de Hazen y Williams y para las redes primarias que son las que forman circuitos cerrados se ha verificado por el método de Hardy Cross.

- Para verificar el cálculo hidráulico por el método de Hardy Cross utilizado para la red de distribución de agua potable se presenta un programa de computo el cual ha sido utilizado para el presente diseño.

## CAPITULO IX

- La población de diseño para el año 2,010 es de 33,038 hab. (Zona Alta de Paita).

- Los caudales de diseño resultaron:

Caudal promedio ( $Q_p$ ) = 68.83 lps.

Caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ) = 89.48 lps.

Caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ) = 123.89 lps.

Caudal máximo horario de  
contribución ( $Q_{mhc}$ ) = 99.11 lps.

- Se ha considerado una densidad de 6 habitantes por vivienda.

- La técnica utilizada para el desarrollo del proyecto se ha basado en las fórmulas hidráulicas y en el desarrollo de la metodología del cálculo hidráulico.

- El proyecto se complementó con la infraestructura sanitaria existente como son colectores

primarios, secundarios y emisores de las habilitaciones urbanas de Enace I y II.

- El volumen útil existente de la cámara de bombeo IV (Enace) es de 24 mt<sup>3</sup> y el de diseño es de 30mt<sup>3</sup> por lo que se concluye que existe un déficit de volumen útil de almacenamiento.

- En las actuales condiciones el volumen útil necesario es de 19.27 mt<sup>3</sup> que si son cubiertos con lo existente.

- Los antecedentes del proyecto de la línea de impulsión indicaban la ejecución de la línea con un diámetro de  $\phi 12''$  ó  $\phi 14''$  y se ejecutó de  $\phi 10''$ .

- Las bombas existentes de la cámara N<sup>o</sup>IV tienen una capacidad de bombeo de 50 lps. cada una y con una potencia de 14 HP, pero para el período de diseño resulta un caudal de bombeo de 43.23 lps y una potencia de 23 HP lo que se concluye que las bombas instaladas no tienen la potencia requerida para vencer la altura dinámica total.

## CAPITULO X

- El sistema de lagunas de estabilización existentes en la ciudad de Paita por su contenido de oxígeno serán del tipo facultativo y aerobicas; por su ubicación en primarias y secundarias; y, por su modo de operación, en serie y paralelo.

- El caudal de agua residual total a tratar en



las lagunas de estabilización será de 103.73 lps, con una temperatura mínima de 20.20C y una máxima de 26.80C.

- Se plantea que se realice un tratamiento terciario para el reuso de las aguas para lo cual se debe efectuar un programa piloto que permita asegurar un control adecuado de los aspectos sanitarios.

- Los parámetros de diseño para aplicar los modelos matemáticos y sus resultados deberán ser experimentados con las pruebas correspondientes para su evaluación, en entre ellas su eficiencia de tratamiento para mejorar su operación y mantenimiento.

- El efluente tratado de la lagunas secundarias se evacuaría en las condiciones actuales hacia el Océano no permitiendo su aprovechamiento.

- El sistema de compuertas presentes en las lagunas no es el más adecuado por lo que se propone una nueva estructura de ingreso, interconexión y salida.

- Se ha considerado que 4 lagunas primarias existentes serán abastecidas con el caudal de la zona baja de Paita y las otras 2 primarias con el caudal proveniente de la zona alta de Paita, mientras se ejecutan los trabajos de mejoramiento y ampliación de las lagunas para la recepción de las aguas residuales.

- Las lagunas secundarias deben ser aeróbicas para dar un mejor tratamiento a las aguas residuales.

- Se debe evitar que la población crezca hacia el

Sur con la finalidad que la población no se ubique cerca a las lagunas y motive conflictos sociales y sanitarios.

- En el redimensionamiento de las lagunas se comprobó que se hace necesario incrementar una batería de 2 lagunas primarias y 2 secundarias con el fin de efectuar un tratamiento adecuado de las aguas residuales. Estas lagunas se ubicarían hacia el lado este por el camino al Complejo Pesquero.

## CAPITULO XI

- El análisis de la Evaluación del Impacto Ambiental revela un gran deterioro de la calidad de vida en el área de la Provincia de Paita por el bajo nivel socio-económico y productivo.

- A partir del año 1972 se acrecienta el predominio urbano y en 1981 alcanzó el 87% de la población total cuyas proyecciones nos indican que llegaría al 92%; lo que significa un alto indicador que nos revela el alejamiento del campo.

- La localidad de Paita cuenta con 6,264 viviendas según el último censo que nos indica una densidad de 6.6 hab./viv., lo que ha originado problemas de hacinamiento y una gran demanda de vivienda.

- El bajo nivel de ingreso, es resultado de la expansión del sub-empleo urbano, el cual se da

principalmente en las empresas industriales pesqueras que contratan mano de obra eventual y también se debe a la inelasticidad del crecimiento del empleo urbano.

El ingreso laboral per-cápita a nivel de provincia en 1990 fue de 341.92 dólares, lo que lo sitúa por debajo de las Provincias de Piura y Talara.

La capacidad instalada para la atención de salud es de menos de 2 camas por cada 1,000 habitantes.

El nivel de pobreza de la Provincia de Paita está por debajo de las Provincias de Piura, Talara y Sullana pero por encima de Morropón, Huancabamba y Ayabaca situándolo en un nivel intermedio.

La contaminación del medio ambiente, aire, suelo y agua marina se presenta por la evacuación de residuos sólidos, líquidos y gaseosos de empresas de actividad pesquera las cuales procesan productos hidrobiológicos, conservas y harina, que se ubican en las zonas llamadas Tierra Colorada, Complejo Pesquero y carretera Paita-Sullana; significando un gran problema ambiental y de sus recursos naturales y que por la característica de los residuos sólidos poseen un alto contenido orgánico y debido a las altas temperaturas existentes estos se descomponen con gran rapidez. Así mismo la evacuación de aguas residuales industriales y la evacuación de gases producto del proceso de harina contaminan la bahía.

El desmesurado aprovechamiento de las especies

hidrobiológicas se sustenta en la explotación descontrolada de especies tradicionales provocando decremento de la población marina y el riesgo de especies en vías de extinción.

Por su característica geográfica la Zona Baja de la ciudad de Paita es susceptible a inundaciones y huaycos de presentarse el Fenómeno del Niño en forma extraordinaria como la del año 1983.

Según el análisis integrado a través de la matriz de impactos se produce una inusual combinación del deterioro de la calidad de vida y de los recursos naturales que deterioran progresivamente el Medio Ambiente.

El agua residual tratada a través de lagunas de estabilización permitirá reutilizarla creando áreas para la ejecución de programas de forestación y de cultivo de productos agrícolas aprovechables además de proporcionar una belleza estética inestimable.

Los impactos negativos producto de la ejecución del proyecto de agua y alcantarillado causará un impacto temporal en el área inmediata a las instalaciones como son a las viviendas así como la obstrucción de pistas y accidentes pero ello desaparecerá una vez concluidas las obras.

Los propósitos de tratar las aguas residuales son proteger la salud pública y mantener a las playas en un nivel aceptable de limpieza.

Habrá un impacto positivo al eliminar las fosas

sépticas y letrinas de las viviendas.

De acuerdo a los parámetros contemplados en el estudio de Evaluación del Impacto Ambiental, tenemos que existe aspectos favorables como son:

- a) Cambio en el valor de uso de las propiedades al instalar sistemas de agua potable, alcantarillado y tratamiento de desagües.
- b) Ahorro de tiempo de las personas al no recurrir a las piletas para abastecerse de agua.
- c) Impacto en las costumbres de consumo de agua y economía de las familias al abandonar la disposición de aguas servidas en el sitio donde habitan, y excretas, al instalárseles una infraestructura sanitaria mínimas o servicios de alcantarillado.
- d) Ahorro de costos por molestias de las personas en el abastecimiento, al disminuir la restricción del suministro de la cantidad de agua.
- e) podrá cuantificar los cambios favorables a la salud con las tasas de morbilidad y mortalidad, cuando se instalan servicios de agua potable y alcantarillado o se mejora la calidad de la disposición final de aguas servidas.
- f) Se puede cuantificar los beneficios y costos por riego con aguas servidas.
- g) Mejoramiento del paisaje por la formación de

áreas verdes (parques recreacionales) así como creación de áreas agrícolas que generarán ocupación.

- h) El área verde protege de los vientos disminuyendo la aparición de ventarrones que causan molestias al mantener la casa siempre sucia por la presencia de polvo evitando tener que efectuar limpieza del hogar en lapsos muy cortos.
- i) Se logra un mejoramiento de la bahía en aspectos sanitarios y estéticos.

## 12.2 Recomendaciones.

### CAPITULO III

Para la Zona Baja de Paíta se recomienda ejecutar un replanteo integral del sistema existente de agua potable, reservorios, líneas de aducción, alcantarillado, estaciones de bombeo de aguas residuales, líneas de impulsión; con el objetivo de su evaluación integral y elaboración de un proyecto para su rehabilitación.

La culminación del proyecto de electrificación de las cámaras NO I, II, y III de bombeo de aguas residuales de la Zona Baja de Paíta para asegurar el suministro de energía eléctrica a los equipos de bombeo y su puesta en operación para la evacuación de

las aguas residuales hacia las lagunas de estabilización.

Elaborar un programa de aforos de caudales y presiones, desde la Planta de Tratamiento, líneas de conducción  $\phi 16$  y  $\phi 10$ ", reservorios de Paita, redes de distribución de agua potable, para la regulación del sistema existente de tal manera de acondicionarlas a las normas técnicas de diseño, teniendo como información los planos de replanteo.

Se recomienda como solución a corto plazo la independización del funcionamiento de ambas líneas de impulsión, de manera que trabajen cada una a presiones hidráulicas comprobadas a su adecuada fatiga en las uniones; línea de  $\phi 10$ " a 30 m.c.a. y la de  $\phi 16$ " a 43.5 m.c.a. como máximo. Para tal efecto se propone implementar una nueva estación de bombeo en el área adyacente a la estación de mejoramiento a Paita, destinada a alimentar únicamente a la línea de  $\phi 10$ ", con un caudal de 45 lps, a una altura piezométrica de 30 m.c.a. La línea de  $\phi 16$ " recibirá un caudal de 220 lps de las electrobombas existentes, con una altura dinámica total equivalente a 43.5 m.c.a.

#### CAPITULO IV

En el presente capítulo se presenta el cuadro N<sup>o</sup>IV.5 el cual podría ser utilizado para las proyecciones poblacionales en la localidad de Paita

para futuros proyectos de ingeniería o de otra índole, el cual ha sido elaborado en base a métodos estadísticos-matemáticos, fundamentado con información censal.

Siendo la Zona Alta de Paíta zona de expansión urbana futura se recomienda elaborar un plan director para el crecimiento ordenado para áreas de vivienda, comercio, colegios, hospitales, industrias etc.

## CAPITULO VI

Incidir a nivel de autoridades para que se ejecute la III etapa del Proyecto Chira-Piura, para superar inconvenientes en el Sistema de Captación de la Planta de tratamiento.

Se recomienda tener muy en cuenta para fines de factibilidad los cuadros presentados en el presente capítulo de oferta y demanda de agua potable para las localidades que se sirven de la Planta de tratamiento El Arenal.

Reparación y puesta en operación de los equipos de bombeo N<sup>o</sup> 3 y 4 del sistema de captación de la planta de tratamiento, para el incremento del caudal en 305 lps. y la permanencia de un equipo de bombeo en alternancia para superar cualquier eventualidad.

La ejecución a mediano plazo de la ampliación de la planta de tratamiento S.E.P.T. el mismo que ha sido planteado por Saniplan-A.M.S.A. y que se ha



considerado en el presente estudio.

La repotenciación de la antigua planta de Paita para un funcionamiento hidráulico con el objetivo de aumentar su capacidad de tratamiento y a la vez ahorrar costos de producción.

La planta de tratamiento cumple con los parámetros de calidad físico-químicos y microbiológicos, pero podría optimizar su comportamiento mejorando la operación y mantenimiento del sistema.

La planta de tratamiento debería operar en forma continua y no con intermitencia por lo menos en los meses de Enero a Junio, en que se requiere del manto de lodos para reducir las altas concentraciones de turbiedad y color que se presentan en esta época.

Descontinuar la aplicación de cal La alcalinidad del agua es alta y el rango de variación del pH natural del agua es superior al rango óptimo de remoción de color (de 4.5 a 6.5).

El punto de aplicación del coagulante sulfato de aluminio, debe ubicarse en el lugar de máxima turbulencia del mezclador. El retromezclador debe aplicarse sumergido, al mismo nivel del agitador y dirigido hacia éste.

En el resalto hidráulico el sulfato de alúmina debe aplicarse exactamente encima del lugar en que se empieza a generar y uniformemente distribuido a lo ancho de éste, mediante una tubería con perforaciones

diseñada para que la distribución sea equitativa.

El color debe ser considerado como una prueba permanente para el control del tratamiento del agua cruda.

Debe reorganizarse el programa de control de la planta. El control microbiológico debe efectuarse rutinariamente y debe de incluir la determinación del NMP de coliformes fecales por cada 100 ml.

Por la gran cantidad de equipos que cuenta la planta de tratamiento es fundamental un programa de mantenimiento preventivo que se ejecute en forma efectiva.

Existe la opción de que la planta de tratamiento de El Arenal funcione hidráulicamente con menor cantidad de equipos y ahorrando energía eléctrica.

La planta de tratamiento debe operar con filtración directa cuando la turbiedad en el afluente sea menor de 20 UT y el color menor de 40 UC.

Es necesario rechlorar el afluente cuando el nivel de coliformes fecales supere a  $6 \times 10^2 / 100$  ml de muestra

Adiestrar al personal profesional responsable de supervisar la operación de la planta para que éste adiestre en servicio al personal de nivel técnico.

Incrementar la eficiencia de la coagulación de la planta de tratamiento experimentando a través de la prueba de jarras su aplicación y evaluación.

Techar los ex-sedimentadores de la planta antigua que sirven de reservorios para la zona de Paita y anexos para disminuir la pérdida del cloro por evaporación al estar en contacto con el aire libre, así como, para evitar una posible contaminación del agua tratada.

Las acciones contempladas en el presente estudio deben de ser llevadas a cabo con urgencia para evitar un colapso del sistema por falta de capacidad de producción, capacidad de conducción y capacidad de almacenamiento.

Efectuar un estudio más detallado del comportamiento hidráulico de las tuberías existentes de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  para determinar si las pérdidas de masa son localizadas o a todo lo largo de las tuberías.

Elaborar un manual de operación del sistema de abastecimiento de agua de la localidad de Paita, de tal forma que el sistema trabaje eficientemente y sin que se produzcan golpes de ariete.

Instalar al más breve plazo los manómetros en las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ , mantener abiertas las válvulas de la succión de las bombas y controlar la presión del agua al ingreso de cada una de las tuberías en forma independiente.

Estudiar el estado de las válvulas de purga y de aire, para ser reparadas o cambiadas las que sean necesarias.

Instalar caudalímetros a las salidas e ingresos

de las líneas de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$  para el respectivo control de pérdidas de masa.

Mejoramiento hidráulico de las líneas de conducción existente de  $\phi 10''$  y  $\phi 16''$ , proyecto presentado por el Ing. Sanitario Alejandro García, el mismo que ha sido considerado en el presente estudio.

Instalación a un largo plazo de una nueva línea de conducción de  $\phi 24''$ .

## CAPITULO VII

El sistema de la red de abastecimiento debe ser complementado con los sistemas de cisterna - línea de impulsión y tanque elevado.

En la ejecución de la cisterna y tanque elevado se tenga muy en cuenta el estudio de mecánica de suelos presentado en este capítulo por la Universidad de Piura.

## CAPITULO VIII

Se recomienda la ejecución del Proyecto de Agua Potable conforme al diseño presentado y de acuerdo a las especificaciones técnicas adjuntas.

Que se efectivice las pruebas hidráulicas y desinfección del sistema de agua potable a ejecutarse.

## CAPITULO IX

Se recomienda la ejecución del Proyecto de Alcantarillado conforme al diseño presentado y de acuerdo a las especificaciones técnicas adjuntas.

Que se efectivice las pruebas hidráulicas del sistema de alcantarillado a ejecutarse.

Contar con planos de replanteo del sistema existente de alcantarillado así como de la cámara de bombeo N<sup>o</sup> 4.

Elaboración de proyectos de ampliación del sistema de alcantarillado a los nuevos AA.HH. ubicados en el área adyacente del Proyecto a ejecutar.

Para la demanda del período de diseño se reacondicionará la cámara de bombeo N<sup>o</sup> 4 según se indica en el presente capítulo.

Para la demanda del período de diseño se tendrá en cuenta el estudio del presente capítulo que contempla la ejecución de una nueva línea de impulsión de  $\phi 14''$ .

## CAPITULO X

La rehabilitación del sistema de lagunas existentes primarias y secundarias.

Construcción de los canales recolectores de aguas residuales con la finalidad de dirigir el flujo hacia la zona futura de riego.

- Reutilización de las aguas residuales tratadas para fines de riego en la producción de productos agrícolas y programas de forestación.
- Se tenga en cuenta los criterios de operación y mantenimiento de este sistema de tratamiento para la capacitación del personal profesional y técnico.
- Rehabilitar la infraestructura civil que servirá para la instalación de equipos de laboratorio de mediciones hidráulicas, físicas, químicas y microbiológicas para el control y evaluación de la calidad del efluente tratado.
- Que la autoridad local destine un área adyacente al sistema de lagunas existente para la ejecución de los proyectos de irrigación con fines agrícolas y de forestación acorde a los estudios de suelos que se realizarán por profesionales competentes en el área.
- Promover la creación de áreas verdes con la finalidad de mejorar la estética del medio ambiente, de los recursos naturales y de la salud pública.

## CAPITULO XI

- Que todo proyecto a ejecutarse debe de contar con el estudio Evaluación de Impacto Ambiental.
- La creación de medidas mitigadoras y de control permanente, indicando los impactos negativos que no pueden ser evitados, por ejemplo, una medida podría

ser un programa de control epidemiológico a las personas que estarán expuestas al contacto con las aguas residuales tratadas en faenas agrícolas para la prevención de enfermedades.

La elaboración de un programa de seguimiento y monitoreo de los impactos ambientales.

## CAPITULO XIII

### METRADOS Y PRESUPUESTOS

#### 13.1 Metrados y Presupuestos.

En las páginas siguientes se presenta el metrado y presupuesto para la ejecución de la obra del tendido e instalación de la red de abastecimiento de agua potable y el metrado y presupuesto para la instalación de la red de alcantarillado, ambos sistemas con sus respectivas conexiones domiciliarias.

En el agua potable se ha considerado el uso de tubería de PVC Clase A-7.5 y en el alcantarillado tubería de CSN.



### 13.1.1 Red de abastecimiento de agua potable.

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PAITA - ZONA ALTA  
 FECHA: MARZO DE 1994

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	PREC.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
01.00	OBRAS PROVISIONALES					3,406.87
01.01	Campamento	M2	50	62.51	3,125.50	
01.02	Cartel de obra	UND	1	281.37	281.37	
02.00	TRABAJOS PRELIMINARES					12,540.06
02.01	Trazo y replanteo preliminar	ML	27261	0.46	12,540.06	
03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					557,289.79
03.01	Excavacion de zanjas					
03.01.01	0.60 x 1.20 m.	ML	17107.2	10.10	172,782.72	
03.01.02	0.70 x 1.20 m.	ML	2568.7	11.78	30,259.29	
03.01.03	0.90 x 1.30 m.	ML	470.7	14.60	6,872.22	
03.02	Refine, Nivelacion y Conformacion de fondos					
03.02.01	3"	ML	21809	0.33	7,196.97	
03.02.02	4"	ML	1951	0.36	702.36	
03.02.03	6"	ML	1630	0.40	652.00	
03.02.04	8"	ML	1042	9.44	458.48	
03.02.05	10"	ML	386	0.49	189.14	
03.02.06	12"	ML	363	0.54	196.02	
03.02.07	14"	ML	90	0.59	53.10	
03.03	Cama de apoyo con material fino de prestamo	ML	27271	2.14	58,359.94	
03.04	Relleno compact. con mat.prestamo					
03.04.01	zanjas 0.6x1.2	ML	23760	9.54	226,670.40	
03.04.02	zanjas 0.7x1.2	ML	3058	12.37	37,827.46	
03.04.03	zanjas 0.8x1.3	ML	453	17.17	7,778.01	
03.15	Eliminacion de material excedente	M3	22786.5	0.32	7,291.68	
04.00	REDES DE DISTRIBUCION					345,726.06
04.01	Suministro de tuberia PVC					
04.01.01	de 3" PVC-Clase A-7.5	ML	21809	7.02	153,099.18	
04.01.02	de 4" PVC-Clase A-7.5	ML	1951	11.47	22,377.97	
04.01.03	de 6" PVC-Clase A-7.5	ML	1630	25.14	40,978.20	
04.01.04	de 8" PVC-Clase A-7.5	ML	1042	41.57	43,315.94	
04.01.05	de 10" PVC-Clase A-7.5	ML	386	64.66	24,958.76	
04.01.06	de 12" PVC-Clase A-7.5	ML	363	90.46	32,836.98	
04.01.07	de 14" A.C.-Clase A-15	ML	90	114.81	10,332.90	
04.02	Tendido y colocacion de tuberias					
04.02.01	de 3" de PVC	ML	21809	0.37	8,069.33	
04.02.02	de 4" de PVC	ML	1951	0.62	1,209.62	
04.02.03	de 6" de PVC	ML	1630	0.84	1,369.20	
04.02.04	de 8" de PVC	ML	1042	1.22	1,271.24	
04.02.05	de 10" de PVC	ML	386	0.97	374.42	
04.02.06	de 12" de PVC	ML	363	1.65	598.95	
04.02.07	de 14" de A.C.	ML	90	2.05	184.50	
04.03	Doble prueba hidraulica de tuberias	ML	1487	2.23	3,316.01	
04.04	Desmontaje, traslado de tub. A.C. 6"	ML	1002	1.43	1,432.86	

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PAITA - ZONA ALTA  
 FECHA: MARZO DE 1994

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	PREC.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
05.00	ACCESORIOS					99,948.96
05.01	Cruz de PVC					
05.01.01	de 3"	UND	17	119.30	2,028.10	
05.02.02	de 4"	UND	3	132.82	398.46	
05.02.03	de 4" x 3"	UND	3	97.24	291.72	
05.02.04	de 6 x 3 PVC	UND	10	179.34	1,793.40	
05.02.05	de 6 x 4 PVC	UND	1	200.38	200.38	
05.02.06	de 8 x 6 PVC	UND	7	327.35	2,291.45	
05.02.07	de 12 x 6 PVC	UND	1	764.61	764.61	
05.03	Teca					
05.03.01	3"x3" PVC	UND	108	58.06	6,270.48	
05.03.02	4"x3" PVC	UND	37	76.29	2,822.73	
05.03.03	4" PVC	UND	24	88.67	2,128.08	
05.03.04	6 x 3" PVC	UND	17	143.84	2,445.28	
05.03.05	6 x 4" PVC	UND	18	159.02	2,862.36	
05.03.06	6 x 6" PVC	UND	4	202.10	808.40	
05.03.07	8 x 3" PVC	UND	1	227.69	227.69	
05.03.08	8 x 4" PVC	UND	3	247.52	742.56	
05.03.09	8 x 6" PVC	UND	5	290.62	1,453.10	
05.03.10	8 x 8" PVC	UND	2	332.54	665.08	
05.03.11	10 x 4" PVC	UND	1	368.14	368.14	
05.03.12	10 x 6" PVC	UND	2	429.88	859.76	
05.03.13	10 x 8" PVC	UND	1	476.46	476.46	
05.03.14	12 x 6" PVC	UND	2	619.73	1,239.46	
05.03.15	14 x 12" PVC	UND	1	1,066.26	1,066.26	
05.04	Codos					
05.04.01	3"x90 PVC	UND	26	57.04	1,483.04	
05.04.02	3"x 45 PVC	UND	7	57.04	399.28	
05.04.03	3"x 22.5 PVC	UND	5	57.04	285.20	
05.04.04	4"x45 PVC	UND	2	78.07	156.14	
05.04.05	6"x45 PVC	UND	1	154.93	154.93	
05.04.06	6"x 22.5 PVC	UND	1	154.93	154.93	
05.04.07	8"x 22.5 PVC	UND	1	243.44	243.44	
05.05	Reduccion de PVC					
05.05.01	de 4" a 3"	UND	4	74.08	296.32	
05.05.02	de 6" a 3"	UND	19	101.34	1,925.46	
05.05.03	de 5" a 4"	UND	4	109.42	437.68	
05.05.04	de 8" a 6"	UND	6	183.68	1,102.08	
05.05.05	de 10" a 6"	UND	1	247.92	247.92	
05.05.06	de 12" a 8"	UND	1	386.46	386.46	
05.05.07	de 12" a 10"	UND	1	462.21	462.21	

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PAITA - ZONA ALTA  
 FECHA: MARZO DE 1994

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	PREC.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
05.06	Tapones de PVC					
05.06.01	de 3"	UND	51	4.47	227.97	
05.06.02	de 4"	UND	7	5.97	41.79	
05.07	Hidraates tipo poste con 2 bocas tub. PVC	UND	36	371.74	13,392.64	
05.08	Valvula compuerta de F.F.					
05.08.01	de 3"	UND	116	150.30	17,434.90	
05.08.02	de 4"	UND	60	214.49	12,869.40	
05.08.03	de 6"	UND	9	351.52	3,163.68	
05.08.04	de 8"	UND	9	577.25	5,195.25	
05.08.05	de 10"	UND	2	891.10	1,762.20	
05.08.06	de 12"	UND	3	1,314.62	3,943.86	
05.08.07	de 14"	UND	1	1,989.32	1,989.32	
06.00	INSTALACION DE ACCESORIOS					16,729.96
06.02	Instalacion de caja de valv. fabricado in situ	UND	200	37.75	7,550.00	
06.02	Instalac. de grifos contra incendio	UND	36	65.20	2,347.20	
06.03	Tee 4" PVC					
06.03.01	4"	UND	192	17.40	3,340.80	
06.03.02	6"	UND	69	20.00	1,360.00	
06.03.03	8"	UND	11	20.00	220.00	
06.03.04	10"	UND	7	23.50	164.50	
06.03.05	14"	UND	1	26.23	26.23	
06.04	Codo de PVC					
06.04.01	6" x 90	UND	69	21.37	1,474.53	
06.04.02	8" x 90	UND	10	24.57	245.70	
07.00	PRUEBA HIDRAULICA					32,367.17
07.01	Prueba hidraulica y desinfeccion de tub.					
07.01.01	3"	ML	21809	1.11	24,207.99	
07.01.02	4"	ML	1951	1.27	2,477.77	
07.01.03	6"	ML	1630	1.41	2,298.30	
07.01.04	8"	ML	1042	1.62	1,688.04	
07.01.05	10"	ML	386	1.85	714.10	
07.01.06	12"	ML	363	2.09	758.67	
07.01.07	14"	ML	90	2.47	222.30	
08.00	CONEXIONES DOMICILIARIAS					492,864.70
08.01	Abrazadera 3"					
08.01.01	Hasta 2.5 mt.	UND	1994	109.79	204,960.36	
08.01.02	Hasta 10 mt.	UND	938	240.12	201,220.56	
08.02	Abrazadera 4"					
08.02.01	Hasta 2.5 mt.	UND	97	113.90	9,999.30	
08.02.02	Hasta 10 mt.	UND	94	249.21	23,331.74	
08.03	Abrazadera 6"					
08.03.01	Hasta 2.5 mt.	UND	93	117.58	9,759.14	
08.03.02	Hasta 10 mt.	UND	63	255.26	16,081.38	

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PAITA - ZONA ALTA  
 FECHA: MARZO DE 1994

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	PREC.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
09.04	Abrazadera 8"					
09.04.01	Hasta 2.5 mt.	UND	53	120.81	6,402.93	
09.04.02	Hasta 10 mt.	UND	14	259.44	3,632.16	
09.05	Abrazadera 10"					
09.05.01	Hasta 2.5 mt.	UND	57	123.51	7,040.07	
09.06	Instalac. de caja medidor incl. accesorios	UND	141	74.66	10,527.06	
COSTO DIRECTO					S/.	1,560,872.57
GASTOS GENERALES (10%)						156,087.26
UTILIDAD (10%)						156,087.26
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (18%)						1,873,047.08
						337,148.47
					S/.	2,210,195.55
MONTO EN DOLARES US (TIPO DE CAMBIO = 2.2 S/. POR DOLAR)					\$	1,004,634.34

SON : UN MILLON CUATRO MIL SEISCIENTOS TREINTA CUATRO Y 34/100 DOLARES AMERICANOS  
 S.E. u O.

### 13.1.2 Red de Alcantarillado.

OBRA: RED DE ALCANTARILLADO DE LA ZONA ALTA DE PAITA - PIURA  
 UBICACION: PAITA - PIURA  
 FECHA: MARZO DE 1994

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	METRADO	P.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
02.00	TRABAJOS PRELIMINARES					4,603.73
02.01	Trazo, nivelacion y replanteo	m <sup>2</sup>	21,922.50	0.21	4,603.73	
03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					609,711.79
03.01	EXCAVACION DE ZANJAS EN TERRENO NORMAL					
03.01.01	Hasta 1.50 mt. prof.	m <sup>2</sup>	4,505.60	8.58	38,651.92	
03.01.02	Hasta 2.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	5,283.80	11.27	59,548.43	
03.01.03	Hasta 2.50 mt. prof.	m <sup>2</sup>	3,298.00	17.16	56,584.71	
03.01.04	Hasta 3.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	2,571.80	24.69	63,497.74	
03.01.05	Hasta 3.50 mt. prof.	m <sup>2</sup>	1,479.00	30.03	44,407.33	
03.01.06	Hasta 4.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	1,060.50	34.31	36,390.59	
03.01.07	Hasta 5.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	1,050.00	59.58	62,557.84	
03.01.08	Hasta 6.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	924.20	107.24	99,111.21	
03.01.09	Hasta 7.00 mt. prof.	m <sup>2</sup>	418.20	174.05	72,786.79	
03.02	REFINE, NIV. DE ZANJAS EN SUELO SECO.	m <sup>2</sup>	21,922.50	1.40	30,795.66	
03.03	CAMA DE APOYO					
03.03.01	En suelo seco	m <sup>2</sup>	21,922.50	2.07	45,379.58	
04.00	TUBERIA DE DESAGUE					608,408.67
04.01	SUMINISTRO DE TUBERIA DE DESAGUE 8" CSH,	m <sup>2</sup>	20,632.60	21.89	451,647.61	
04.02	SUMINISTRO DE TUBERIA DE DESAGUE 10" CSH,	m <sup>2</sup>	1,289.90	26.98	34,805.37	
04.03	TENDIDO Y COLOCAC. DE TUB. 8" PVC					
04.03.01	Hasta 3 m. de profundidad	m <sup>2</sup>	16,990.60	5.15	87,501.59	
04.03.02	Hasta 5 m. de profundidad	m <sup>2</sup>	3,642.00	6.71	24,437.82	
04.04	TENDIDO Y COLOCAC. DE TUB. 10" PVC					
04.04.01	Hasta 3 m. de profundidad	m <sup>2</sup>	64.00	6.14	392.96	
04.04.02	Hasta 5 m. de profundidad	m <sup>2</sup>	1,225.90	7.85	9,623.32	
05.00	BUZONES STANDAR DIAM. 1.20 m. C/W Y TAPA DE CONCRETO					275,130.54
05.01	Hasta 1.50 m. de profundidad	und.	117.00	696.82	81,527.94	
05.02	Hasta 2.00 m. de profundidad	und.	70.00	761.96	53,337.20	
05.03	Hasta 2.50 m. de profundidad	und.	44.00	867.87	38,186.28	
05.04	Hasta 3.00 m. de profundidad	und.	22.00	964.19	21,212.18	
05.05	Hasta 3.50 m. de profundidad	und.	16.00	1,203.15	19,250.40	
05.06	Hasta 4.00 m. de profundidad	und.	6.00	1,317.26	7,903.56	
05.07	Hasta 5.00 m. de profundidad	und.	19.00	1,450.14	27,552.68	
05.08	Hasta 6.00 m. de profundidad	und.	8.00	1,654.63	13,237.04	
05.09	Hasta 7.00 m. de profundidad	und.	7.00	1,846.18	12,923.26	
06.00	DADOS EMPALME DE TUB.A BUZON	und.				33,302.40
06.01	Hasta 10"D.	und.	810.00	41.11	33,302.40	
07.00	PRUEBA HIDRAULICA	m <sup>2</sup>				57,913.92
07.01	De 8"	m <sup>2</sup>	1,289.90	2.19	2,824.88	
07.02	De 10"	m <sup>2</sup>	20,632.60	2.67	55,089.04	

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: RED DE ALCANTARILLADO DE LA ZONA ALTA DE PAITA - PIURA  
 UBICACION: PAITA - PIURA  
 FECHA: MARZO DE 1994

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	METRADO	P.UNIT.	PARCIAL	SUB-TOTAL
08.00	RELLENO Y COMPACT. ZANJAS EN SUELO SECO					416,479.37
08.01	Hasta 1.50 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	4,505.60	7.86	35,414.02	
08.02	Hasta 2.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	5,293.80	9.85	52,045.43	
08.03	Hasta 2.50 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	3,298.00	16.81	55,439.38	
08.04	Hasta 3.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	2,571.80	19.71	50,690.18	
08.05	Hasta 3.50 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	1,479.00	28.27	41,811.33	
08.06	Hasta 4.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	1,060.50	35.58	37,732.59	
08.07	Hasta 5.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	1,050.00	46.92	49,266.00	
08.08	Hasta 6.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	924.20	62.85	58,085.97	
08.09	Hasta 7.00 m. de profundidad	m <sup>3</sup>	418.20	86.07	35,994.47	
09.00	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m <sup>3</sup>				63,581.92
09.01	Eliminacion de material excedente	m <sup>3</sup>	5,597.00	11.36	63,581.92	
10.00	VARIOS					47,581.32
10.01	TECHO C.A. F'c= 210 Kg/cm <sup>2</sup>	und	43.00	147.47	6,341.21	
10.02	REUBICAR TECHOS Y RESANAR	und	120.00	53.84	6,460.80	
10.03	SUMINISTRO/ INST. MARCO Y TAPA DE BUZON	und	163.00	213.37	34,779.31	
11.00	CONEXIONES DOMICILIARIAS ALCANTARILLADO					1,640,991.00
11.01	Excavacion de zanjas en suelo semirecoso					
11.01.01	De 0.70 x 1.10 m	m <sup>3</sup>	26,400.00	8.11	214,104.00	
11.02	Refine y niv. de zanjas en suelo seco	m <sup>3</sup>	26,400.00	1.05	27,720.00	
11.03	Cama de apoyo	m <sup>3</sup>	26,400.00	0.72	19,008.00	
11.04	Relleno y compactacion de zanjas					
11.04.01	De 0.70 x 1.10 m	m <sup>3</sup>	26,400.00	5.69	150,216.00	
11.05	Suministro e Instalacion de tuberia CSN					
11.05.01	De 6"	m <sup>3</sup>	26,400.00	20.83	549,912.00	
11.06	Prueba hidraulica					
11.06.01	De 6"	m <sup>3</sup>	26,400.00	1.32	34,848.00	
11.07	Perforacion y empalmes: Colector-caja	m <sup>3</sup>	6,600.00	30.28	199,848.00	
11.08	Suministro e instalacion de caja-registro	m <sup>3</sup>	3,300.00	134.95	445,335.00	
					S/.	3,757,704.66
	GASTOS GENERALES	%	10.0000			375,770.47
	UTILIDAD	%	10.0000			375,770.47
						-----
	I.G.V	%	18.0000		S/.	4,509,245.60
						811,664.21
					S/.	5,320,909.81
						-----
	MONTO EN DOLARES US (TIPO DE CAMBIO = 2.20 S/ POR DOLAR)				\$	2,418,595.37
						=====

SON : DOS MILLONES CUATROCIENTOS DIECIOCHO MIL QUINIENTOS NOVENTAICINCO Y 37/100 DOLARES AMERICANOS  
 S. E. u O.

## 13.2 Análisis de costos unitarios.

### 13.2.1 Red de agua potable.

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE PAITA - ZONA ALTA  
FECHA: MARZO DE 1994

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
01.00	OBRAS PROVISIONALES				
01.01	CAMPAMENTO	M2		S/	62.51
	Clavos	kg	0.2500	2.10	0.53
	Eternit	plch	0.0700	42.50	2.98
	Madera tornillo	p2	3.7300	2.45	9.14
	Triplay de 4' x 8' x 4mm	plch	0.1900	17.50	3.33
	Capataz	hh	1.0000	6.08	6.08
	Operario	hh	3.0000	5.53	16.59
	Peon	hh	5.0000	4.50	22.50
	Herramientas	%	3.0000	45.17	1.36
01.02	CARTEL DE OBRA	UND		S/	281.37
	Clavos	kg	1.5000	2.10	3.15
	Madera tornillo	p2	14.0000	2.45	34.30
	Triplay de 4' x 8' x 4mm	plch	2.8900	17.50	50.58
	Esmalte vencenamel	gl	1.0000	22.50	22.50
	Capataz	hh	1.8000	6.08	10.94
	Operario	hh	18.0000	5.53	99.54
	Oficial	hh	12.0000	5.03	60.36
02.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
02.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	ML		S/	0.46
	Estacas de f.f. 1/2" x 0.30m	und	0.0500	0.50	0.03
	Cordel	ovi	0.0050	6.00	0.03
	Yeso	bis	0.0050	2.00	0.01
	Cemento	bis	0.0013	9.80	0.01
	Arena gruesa	m3	0.0013	17.00	0.02
	Esmalte sintético	gl	0.0012	22.50	0.03
	Operario	hh	0.0160	5.53	0.09
	Peon	hh	0.0480	4.50	0.22
	Teodolito y jalones	he	0.0026	5.63	0.01
	Nivel y miras	he	0.0027	4.80	0.01
03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
03.01	EXCAVACION DE ZANJAS				
03.01.01	0.60 x 1.20 m	ML		S/	10.10
	Capataz	hh	0.1920	6.08	1.17
	Peon	hh	1.9200	4.50	8.64
	Herramientas	%	3.0000	9.81	0.29

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
03.01.02	0.70 x 1.20 m.	ML		S/	11.78
	Capataz	hh	0.2240	6.08	1.36
	Peon	hh	2.2400	4.50	10.08
	Herramientas	%	3.0000	11.44	0.34
03.01.03	0.80 x 1.30 m	ML		S/	14.60
	Capataz	hh	0.2773	6.08	1.69
	Peon	hh	2.7730	4.50	12.48
	Herramientas	%	3.0000	14.17	0.43
03.02	REFINE, NIVELACION Y CONFORMAC. DE FONDOS				
03.02.01	3"	ML		S/	0.33
	Capataz	hh	0.0062	6.08	0.04
	Peon	hh	0.0616	4.50	0.28
	Herramientas	%	3.0000	0.32	0.01
03.02.02	4"	ML		S/	0.36
	Capataz	hh	0.0068	6.08	0.04
	Peon	hh	0.0678	4.50	0.31
	Herramientas	%	3.0000	0.35	0.01
03.02.03	6"	ML		S/	0.40
	Capataz	hh	0.0075	6.08	0.05
	Peon	hh	0.0746	4.50	0.34
	Herramientas	%	3.0000	0.39	0.01
03.02.04	8"	ML		S/	0.44
	Capataz	hh	0.0085	6.08	0.05
	Peon	hh	0.0852	4.50	0.38
	Herramientas	%	3.0000	0.43	0.01
03.02.05	10"	ML		S/	0.49
	Capataz	hh	0.0093	6.08	0.06
	Peon	hh	0.0937	4.50	0.42
	Herramientas	%	3.0000	0.48	0.01
03.02.06	12"	ML		S/	0.54
	Capataz	hh	0.0102	6.08	0.06
	Peon	hh	0.1023	4.50	0.46
	Herramientas	%	3.0000	0.52	0.02
03.02.07	14"	ML		S/	0.59
	Capataz	hh	0.0110	6.08	0.07
	Peon	hh	0.1104	4.50	0.50



PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
03.03	CAMA DE APOYO CON MAT. FINO DE PRESTAMO	ML		S/	2.14
	Arena	m3	0.0900	17.00	1.53
	Capataz	hh	0.0120	6.08	0.07
	Peon	hh	0.1200	4.50	0.54
	Herramientas	%	3.0000	0.61	0.02
03.04	RELLENO COMPACT. CON MATERIAL DE PRESTAMO				
03.04.01	Zanjas de 0.60 x 1.20 mt.	ML		S/	9.54
	Agua	m3	0.0050	5.00	0.03
	Arena fina	m3	0.2500	17.00	4.25
	Peon	hh	1.0870	4.50	4.89
	Compactadora	hm	0.0220	9.88	0.22
	Herramientas	%	3.0000	4.89	0.15
03.04.02	Zanjas de 0.70 x 1.20 mt.	ML		S/	12.37
	Agua	m3	0.0076	5.00	0.04
	Arena fina	m3	0.3430	17.00	5.83
	Peon	hh	1.3434	4.50	6.05
	Compactadora	hm	0.0270	9.88	0.27
	Herramientas	%	3.0000	6.05	0.18
03.04.03	Zanjas de 0.80 x 1.30 mt.	ML		S/	17.17
	Agua	m3	0.0129	5.00	0.06
	Arena fina	m3	0.4960	17.00	8.43
	Peon	hh	1.3820	4.50	6.22
	Compactadora	hm	0.2300	9.88	2.27
	Herramientas	%	3.0000	6.22	0.19
03.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		S/	0.32
	Operario	hh	0.0167	5.53	0.09
	Cargador frontal	hm	0.0013	56.25	0.07
	Volquete de 6 mt3	hm	0.0042	38.25	0.16
04.00	REDES DE DISTRIBUCION				
04.01	SUMINISTRO DE TUBERIA PVC				
04.01.01	DE 3" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	7.02
	Tuberia de PVC 3"	ml	1.0300	6.54	6.74
	Anillo de jebe de 3"	und	0.1667	1.50	0.25
	Lubricante	gl	0.0018	14.00	0.03
04.01.02	DE 4" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	11.47
	Tuberia de PVC 4"	ml	1.0300	10.78	11.10
	Anillo de jebe de 4"	und	0.1667	2.00	0.33
	Lubricante	gl	0.0025	14.00	0.04

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
04.01.03	DE 6" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	25.14
	Tuberia de PVC 6"	ml	1.0300	23.96	24.68
	Anillo de jebe de 6"	und	0.1667	2.50	0.42
	Lubricante	gl	0.0032	14.00	0.04
04.01.04	DE 8" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	41.57
	Tuberia de PVC 8"	ml	1.0300	39.83	41.02
	Anillo de jebe de 8"	und	0.1667	3.00	0.50
	Lubricante	gl	0.0038	14.00	0.05
04.01.05	DE 10" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	64.66
	Tuberia de PVC 10"	ml	1.0300	62.15	64.01
	Anillo de jebe de 10"	und	0.1667	3.50	0.58
	Lubricante	gl	0.0050	14.00	0.07
04.01.06	DE 12" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	90.46
	Tuberia de PVC 12"	ml	1.0300	87.10	89.71
	Anillo de jebe de 12"	und	0.1667	4.00	0.67
	Lubricante	gl	0.0060	14.00	0.08
04.01.07	DE 14" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	114.81
	Tuberia de PVC 14"	ml	1.0300	110.64	113.96
	Anillo de jebe de 14"	und	0.1667	4.50	0.75
	Lubricante	gl	0.0072	14.00	0.10
04.02	TEMDIDO Y COLOCACION DE TUBERIAS				
04.02.01	DE 3" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	0.37
	Capataz	hh	0.0019	6.08	0.01
	Operario	hh	0.0187	5.53	0.10
	Peon	hh	0.0561	4.50	0.25
	Herramientas	%	3.0000	0.36	0.01
04.02.02	DE 4" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	0.62
	Capataz	hh	0.0030	6.08	0.02
	Operario	hh	0.0300	5.53	0.17
	Oficial	hh	0.0300	5.03	0.15
	Peon	hh	0.059	4.50	0.27
	Herramientas	%	3.0000	0.34	0.01
04.02.03	DE 6" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	0.84
	Capataz	hh	0.0040	6.08	0.02
	Operario	hh	0.0420	5.53	0.23
	Oficial	hh	0.0420	5.03	0.21
	Peon	hh	0.0833	4.50	0.37

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
04.02.04	DE 8" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	1.22
	Capataz	hh	0.0039	6.08	0.04
	Operario	hh	0.0590	5.53	0.33
	Oficial	hh	0.0590	5.03	0.30
	Peon	hh	0.1180	4.50	0.53
	Herramientas	%	3.0000	0.67	0.02
04.02.05	DE 10" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	0.97
	Capataz	hh	0.0060	6.08	0.04
	Operario	hh	0.0040	5.53	0.02
	Oficial	hh	0.0640	5.03	0.32
	Peon	hh	0.1280	4.50	0.58
	Herramientas	%	3.0000	0.38	0.01
04.02.06	DE 12" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	1.65
	Capataz	hh	0.0066	6.08	0.04
	Operario	hh	0.0660	5.53	0.36
	Oficial	hh	0.0660	5.03	0.33
	Peon	hh	0.1999	4.50	0.90
	Herramientas	%	3.0000	0.73	0.02
04.02.07	DE 14" PVC - CLASE A-7.5	ML		S/	2.05
	Capataz	hh	0.0080	6.08	0.05
	Operario	hh	0.0885	5.53	0.49
	Oficial	hh	0.0800	5.03	0.40
	Peon	hh	0.2400	4.50	1.08
	Herramientas	%	3.0000	0.94	0.03
04.03	DOBLE PRUEBA HIDRAULICA DE TUBERIAS	ML		S/	2.23
	Cemento Tipo I	bts	0.0453	9.80	0.44
	Arena gruesa	m3	0.0028	17.00	0.05
	Piedra mediana	m3	0.0056	20.00	0.11
	Agua	m3	0.0080	5.00	0.04
	Hipoclorito de calcio	und	0.0050	10.00	0.05
	Capataz	hh	0.0067	6.08	0.04
	Operario	hh	0.0670	5.53	0.37
	Oficial	hh	0.0670	5.03	0.34
	Peon	hh	0.1330	4.50	0.60
	Bomba de presion	hm	0.0700	2.77	0.19
04.04	DESMONTAJE, TRASLADO DE TUB. A.C. 6"	ML		S/	1.43
	Capataz	hh	0.0088	6.08	0.05
	Operario	hh	0.0888	5.53	0.49
	Peon	hh	0.1776	4.50	0.80
	Camion	hm	0.0050	17.34	0.09

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.00	BUMINISTRO DE ACCESORIOS				
05.01	CRUZ DE F.F.				
05.01.01	DE 3"	UND		S/	119.30
	Cruz de 3"	und	1.0000	55.94	55.94
	Transicion de PVC a F.F. de 3"	und	4.0000	15.84	63.36
05.01.02	DE 4"	UND		S/	132.82
	Cruz de 4"	und	1.0000	79.23	79.23
	Transicion de PVC a F.F. de 4"	und	4.0000	13.40	53.59
05.01.03	DE 4" x 3"	UND		S/	97.24
	Cruz de 4" x 3"	und	1.0000	55.35	55.35
	Transicion de 4"	und	2.0000	13.40	26.80
	Transicion de 3"	und	2.0000	7.55	15.09
05.01.04	DE 6" x 3"	UND		S/	179.34
	Cruz de 6" x 3"	und	1.0000	88.55	88.55
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
	Transicion de 3"	und	2.0000	7.55	15.09
05.01.05	DE 6" x 4"	UND		S/	200.38
	Cruz de 6" x 4"	und	1.0000	97.88	97.88
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
	Transicion de 4"	und	2.0000	13.40	26.80
05.01.06	DE 8" x 6"	UND		S/	327.35
	Cruz de 8" x 6"	und	1.0000	195.77	195.77
	Transicion de 8"	und	2.0000	65.79	131.58
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
05.01.07	DE 12" x 6"	UND		S/	764.61
	Cruz de 12" x 6"	und	1.0000	392.70	392.70
	Transicion de 12"	und	2.0000	148.10	296.21
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
05.02	TEES DE F.F.				
05.02.01	DE 3"	UND		S/	58.06
	Tee de 3"	und	1.0000	35.42	35.42
	Transicion de 3"	und	3.0000	7.55	22.64

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.02.02	DE 4" x 3"	UND		S/	76.29
	Tee de 4" x 3"	und	1.0000	41.94	41.94
	Transicion de 3"	und	1.0000	7.55	7.55
	Transicion de 4"	und	2.0000	13.40	26.80
05.02.03	DE 4"	UND		S/	88.67
	Tee de 4"	und	1.0000	48.48	48.48
	Transicion de 4"	und	3.0000	13.40	40.19
05.02.04	DE 6" x 3"	UND		S/	143.84
	Tee de 6" x 3"	und	1.0000	60.59	60.59
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
	Transicion de 3"	und	1.0000	7.55	7.55
05.02.05	DE 6" x 4"	UND		S/	159.02
	Tee de 6" x 4"	und	1.0000	69.92	69.92
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
	Transicion de 4"	und	1.0000	13.40	13.40
05.02.06	DE 6"	UND		S/	202.10
	Tee de 6"	und	1.0000	88.55	88.55
	Transicion de 6"	und	3.0000	37.85	113.55
05.02.07	DE 8" x 3"	UND		S/	227.69
	Tee de 8" x 3"	und	1.0000	88.56	88.56
	Transicion de 8"	und	2.0000	65.79	131.58
	Transicion de 3"	und	1.0000	7.55	7.55
05.02.08	DE 8" x 4"	UND		S/	247.52
	Tee de 8" x 4"	und	1.0000	102.54	102.54
	Transicion de 8"	und	2.0000	65.79	131.58
	Transicion de 4"	und	1.0000	13.40	13.40
05.02.09	DE 8" x 6"	UND		S/	290.62
	Tee de 8" x 6"	und	1.0000	121.19	121.19
	Transicion de 8"	und	2.0000	65.79	131.58
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
05.02.10	DE 8"	UND		S/	332.54
	Tee de 8"	und	1.0000	135.17	135.17
	Transicion de 8"	und	3.0000	65.79	197.37

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.02.11	DE 10" x 4"	UND		S/	368.14
	Tee de 10" x 4"	und	1.0000	149.15	149.15
	Transicion de 10"	und	2.0000	102.80	205.59
	Transicion de 4"	und	1.0000	13.40	13.40
05.02.12	DE 10" x 6"	UND		S/	429.38
	Tee de 10" x 6"	und	1.0000	186.44	186.44
	Transicion de 10"	und	2.0000	102.80	205.59
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
05.02.13	DE 10" x 8"	UND		S/	476.46
	Tee de 10" x 8"	und	1.0000	205.08	205.08
	Transicion de 10"	und	2.0000	102.80	205.59
	Transicion de 8"	und	1.0000	65.79	65.79
05.02.14	DE 12" x 6"	UND		S/	619.73
	Tee de 12" x 6"	und	1.0000	285.67	285.67
	Transicion de 12"	und	2.0000	148.10	296.21
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
05.02.15	DE 14" x 12"	UND		S/	1,066.26
	Tee de 14" x 12"	und	1.0000	569.67	569.67
	Transicion de 14"	und	1.0000	200.38	200.38
	Transicion de 12"	und	2.0000	148.10	296.21
05.03	CODOS DE F.F.				
05.03.01	3" x 90	UND		S/	57.04
	3" x 90	und	1.0000	41.95	41.95
	Transicion de 3"	und	2.0000	7.55	15.09
05.03.02	3" x 45	UND		S/	57.04
	3" x 45	und	1.0000	41.95	41.95
	Transicion de 3"	und	2.0000	7.55	15.09
05.03.03	3" x 22.5	UND		S/	57.04
	3" x 22.5	und	1.0000	41.95	41.95
	Transicion de 3"	und	2.0000	7.55	15.09
05.03.04	4" x 45	UND		S/	78.07
	4" x 45	und	1.0000	51.27	51.27
	Transicion de 4"	und	2.0000	13.40	26.80

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.03.05	6" x 45	UND		S/	154.93
	6" x 45	und	1.0000	79.23	79.23
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
05.03.06	6" x 22.5	UND		S/	154.93
	6" x 22.5	und	1.0000	79.23	79.23
	Transicion de 6"	und	2.0000	37.85	75.70
05.03.07	8" x 22.5	UND		S/	243.44
	8" x 22.5	und	1.0000	111.86	111.86
	Transicion de 8"	und	2.0000	65.79	131.58
05.04	REDUCCIONES DE F.F.				
05.04.01	DE 4" A 3"	UND		S/	74.08
	DE 4" A 3"	und	1.0000	53.13	53.13
	Transicion de 4"	und	1.0000	13.40	13.40
	Transicion de 3"	und	1.0000	7.55	7.55
05.04.02	DE 6" A 3"	UND		S/	101.34
	DE 4" A 3"	und	1.0000	55.94	55.94
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
	Transicion de 3"	und	1.0000	7.55	7.55
05.04.03	DE 6" A 4"	UND		S/	109.42
	DE 6" A 4"	und	1.0000	58.17	58.17
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
	Transicion de 4"	und	1.0000	13.40	13.40
05.04.04	DE 8" A 6"	UND		S/	183.68
	DE 8" A 6"	und	1.0000	80.04	80.04
	Transicion de 8"	und	1.0000	65.79	65.79
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
05.04.05	DE 10" A 6"	UND		S/	247.92
	DE 10" A 6"	und	1.0000	107.27	107.27
	Transicion de 10"	und	1.0000	102.80	102.80
	Transicion de 6"	und	1.0000	37.85	37.85
05.04.06	DE 12" A 8"	UND		S/	386.46
	DE 12" A 8"	und	1.0000	172.57	172.57
	Transicion de 12"	und	1.0000	148.10	148.10
	Transicion de 8"	und	1.0000	65.79	65.79

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.04.07	DE 12" A 10"	UND		S/	462.21
	DE 12" A 10"	und	1.0000	178.31	178.31
	Transicion de 12"	und	1.0000	181.10	181.10
	Transicion de 10"	und	1.0000	102.80	102.80
05.05	TAPONES DE PVC				
05.05.01	DE 3"	UND		S/	4.47
	DE 3"	und	1.0000	4.47	4.47
05.05.02	DE 4"	UND		S/	5.97
	DE 4"	und	1.0000	5.97	5.97
05.06	HIDRANTES TIPO POSTE CON DOS BOCAS TUB. PV	UND		S/	371.74
	Grifo contra incendio	und	1.0000	352.00	352.00
	Tuberia de 4" PVC	ml	1.0000	6.34	6.34
	Transicion PVC 4"	und	1.0000	13.40	13.40
05.07	VALVULA COMPUERTA DE F.F.				
05.07.01	DE 3"	UND		S/	150.30
	Valvula compuerta de 3"	und	1.0000	130.00	130.00
	Tuberia de 3" PVC	ml	1.0000	3.85	3.85
	Transicion PVC 3"	und	2.0000	7.55	15.09
	Cemento	bls	0.1000	9.80	0.98
	Arena	m3	0.0080	17.00	0.14
	Confitillo	m3	0.0120	20.00	0.24
05.07.02	DE 4"	UND		S/	214.49
	Valvula compuerta de 4"	und	1.0000	179.99	179.99
	Tuberia de 4" PVC	ml	1.0000	6.34	6.34
	Transicion PVC 4"	und	2.0000	13.40	26.80
	Cemento	bls	0.1000	9.80	0.98
	Arena	m3	0.0080	17.00	0.14
	Confitillo	m3	0.0120	20.00	0.24
05.07.03	DE 6"	UND		S/	351.52
	Valvula compuerta de 6"	und	1.0000	260.00	260.00
	Tuberia de 6" PVC	ml	1.0000	13.88	13.88
	Transicion PVC 6"	und	2.0000	37.85	75.70
	Cemento	bls	0.1500	9.80	1.47
	Arena	m3	0.0100	17.00	0.17
	Confitillo	m3	0.0150	20.00	0.30



PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.07.04	DE 8"	UND			S/ 577.25
	Valvula compuerta de 8"	und	1.0000	419.98	419.98
	Tuberia de 8" PVC	ml	1.0000	23.42	23.42
	Transicion PVC 3"	und	2.0000	65.79	131.58
	Cemento	bls	0.1700	9.80	1.67
	Arena	m3	0.0120	17.00	0.20
	Confitillo	m3	0.0200	20.00	0.40
05.07.05	DE 10"	UND			S/ 881.10
	Valvula compuerta de 10"	und	1.0000	621.06	621.06
	Tuberia de 10" PVC	ml	1.0000	51.37	51.37
	Transicion PVC 10"	und	2.0000	102.80	205.59
	Cemento	bls	0.2200	9.80	2.16
	Arena	m3	0.0190	17.00	0.32
	Confitillo	m3	0.0300	20.00	0.60
05.07.06	DE 12"	UND			S/ 1,314.62
	Valvula compuerta de 12"	und	1.0000	941.93	941.93
	Tuberia de 12" PVC	ml	1.0000	71.63	71.63
	Transicion PVC 12"	und	2.0000	148.10	296.21
	Cemento	bls	0.3200	9.80	3.14
	Arena	m3	0.0300	17.00	0.51
	Confitillo	m3	0.0600	20.00	1.20
05.07.07	DE 14"	UND			S/ 1,988.32
	Valvula compuerta de 14"	und	1.0000	1,459.70	1,459.70
	Tuberia de 14" PVC	ml	1.0000	98.89	98.89
	Transicion PVC 14"	und	2.0000	211.38	422.75
	Cemento	bls	0.4500	9.80	4.41
	Arena	m3	0.0450	17.00	0.77
	Confitillo	m3	0.0900	20.00	1.80
06.00	INSTALACION DE ACCESORIOS				
06.01	INSTALACION CAJA VALVULA FABRICADA IN SITU				S/ 37.75
	Ladrillo KK	und	15.0000	0.13	1.95
	Marco y tapa de F.F.	ml	1.0000	9.79	9.79
	Cemento	bls	0.2000	9.80	1.96
	Arena	m3	0.0420	17.00	0.71
	Operario	hh	3.0000	5.53	16.59
	Peon	hh	1.5000	4.50	6.75
	Herramientas	%	3.0000	23.34	0.70

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
06.02	INSTALACION DE GRIFO CONTRA INCENDIO	und		S/	65.20
	Cemento	bls	0.8700	9.80	8.53
	Arena gruesa	m3	0.0538	17.00	0.91
	Piedra chancada	m3	0.1075	20.00	2.15
	Agua	m3	0.0135	5.00	0.07
	Capataz	hh	0.4338	6.08	2.64
	Operario	hh	1.1807	5.53	6.53
	Oficial	hh	2.4534	5.03	12.34
	Peon	hh	6.7705	4.50	30.47
	Herramientas	%	3.0000	51.98	1.56
06.03	INSTALACION DE ACCESORIOS				
06.03.01	TEE 4"	und		S/	17.40
	Cemento	bls	0.4990	9.80	4.89
	Arena gruesa	m3	0.0310	17.00	0.53
	Piedra chancada	m3	0.0610	20.00	1.22
	Agua	m3	0.0120	5.00	0.06
	Capataz	hh	0.0559	6.08	0.34
	Operario	hh	0.5588	5.53	3.09
	Oficial	hh	0.1176	5.03	0.59
	Peon	hh	1.4152	4.50	6.37
	Herramientas	%	3.0000	10.39	0.31
06.03.02	TEE 6"	und		S/	20.00
	Cemento	bls	0.5738	9.80	5.62
	Arena gruesa	m3	0.0356	17.00	0.61
	Piedra chancada	m3	0.0701	20.00	1.40
	Agua	m3	0.0138	5.00	0.07
	Capataz	hh	0.0642	6.08	0.39
	Operario	hh	0.6426	5.53	3.55
	Oficial	hh	0.1352	5.03	0.68
	Peon	hh	1.6274	4.50	7.32
	Herramientas	%	3.0000	11.94	0.36
06.03.03	TEE 8"	und		S/	21.73
	Cemento	bls	0.6675	9.80	6.54
	Arena gruesa	m3	0.0414	17.00	0.70
	Piedra chancada	m3	0.0815	20.00	1.63
	Agua	m3	0.0161	5.00	0.08
	Capataz	hh	0.0667	6.08	0.41
	Operario	hh	0.6673	5.53	3.69
	Oficial	hh	0.1404	5.03	0.71
	Peon	hh	1.6899	4.50	7.60
	Herramientas	%	3.0000	12.41	0.37

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
06.03.04	TEE 10"	und		S/	23.50
	Cemento	bls	0.7612	9.80	7.46
	Arena gruesa	m3	0.0472	17.00	0.80
	Piedra chancada	m3	0.0929	20.00	1.86
	Agua	m3	0.0183	5.00	0.09
	Capataz	hh	0.0693	6.08	0.42
	Operario	hh	0.6940	5.53	3.84
	Oficial	hh	0.1460	5.03	0.73
	Peon	hh	1.7575	4.50	7.91
	Herramientas	%	3.0000	12.90	0.39
06.03.05	TEE 14"	und		S/	26.23
	Cemento	bls	0.8501	9.80	8.33
	Arena gruesa	m3	0.0562	17.00	0.96
	Piedra chancada	m3	0.1190	20.00	2.38
	Agua	m3	0.0150	5.00	0.08
	Capataz	hh	0.0755	6.08	0.46
	Operario	hh	0.7550	5.53	4.18
	Oficial	hh	0.1591	5.03	0.80
	Peon	hh	1.9156	4.50	8.62
	Herramientas	%	3.0000	14.06	0.42
06.04	CGDOS				
06.04.01	CGDO 6" x 90	und		S/	21.37
	Cemento	bls	0.6670	9.80	6.54
	Arena gruesa	m3	0.0410	17.00	0.70
	Piedra chancada	m3	0.0820	20.00	1.64
	Agua	m3	0.0170	5.00	0.09
	Capataz	hh	0.0645	6.08	0.39
	Operario	hh	0.6468	5.53	3.58
	Oficial	hh	0.1778	5.03	0.89
	Peon	hh	1.5945	4.50	7.18
	Herramientas	%	3.0000	12.04	0.36
06.04.02	CGDO 8" x 90			S/	24.57
	Cemento	bls	0.7670	9.80	7.52
	Arena gruesa	m3	0.0471	17.00	0.80
	Piedra chancada	m3	0.0943	20.00	1.89
	Agua	m3	0.0195	5.00	0.10
	Capataz	hh	0.0743	6.08	0.45
	Operario	hh	0.7433	5.53	4.11
	Oficial	hh	0.2044	5.03	1.03
	Peon	hh	1.8336	4.50	8.25
	Herramientas	%	3.0000	13.84	0.42

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
07.00	PRUEBA HIDRAULICA				
07.01	PRUEBA HIDRAUL. Y DESINFECCION DE TUBERIA				
07.01.01	3"	ml		S/	1.11
	Agua	m3	0.0050	5.00	0.03
	Hipoclorito 98%	kg	0.0010	10.00	0.01
	Madera	p2	0.0500	2.10	0.11
	Operario	hh	0.0720	5.53	0.40
	Oficial	hh	0.0720	5.03	0.36
	Bomba de Prueba	hm	0.0720	2.77	0.20
07.01.02	4"	ml		S/	1.27
	Agua	m3	0.0120	5.00	0.06
	Hipoclorito 88%	kg	0.0020	10.00	0.02
	Madera	p2	0.0500	2.10	0.11
	Operario	hh	0.0800	5.53	0.44
	Oficial	hh	0.0800	5.03	0.40
	Bomba de Prueba	hm	0.0880	2.77	0.24
07.01.03	6"	ml		S/	1.41
	Agua	m3	0.0190	5.00	0.10
	Hipoclorito 98%	kg	0.0025	10.00	0.03
	Madera	p2	0.0500	2.10	0.11
	Operario	hh	0.0880	5.53	0.49
	Oficial	hh	0.0880	5.03	0.44
	Bomba de Prueba	hm	0.0880	2.77	0.24
07.01.04	8"	ml		S/	1.62
	Agua	m3	0.0314	5.00	0.16
	Hipoclorito 88%	kg	0.0030	10.00	0.03
	Madera	p2	0.0605	2.10	0.13
	Operario	hh	0.0968	5.53	0.54
	Oficial	hh	0.0968	5.03	0.49
	Bomba de Prueba	hm	0.0968	2.77	0.27
07.01.05	10"	ml		S/	1.85
	Agua	m3	0.0490	5.00	0.25
	Hipoclorito 88%	kg	0.0035	10.00	0.04
	Madera	p2	0.0661	2.10	0.14
	Operario	hh	0.1064	5.53	0.59
	Oficial	hh	0.1064	5.03	0.54
	Bomba de Prueba	hm	0.1064	2.77	0.29
07.01.06	12"	ml		S/	2.09
	Agua	m3	0.0677	5.00	0.34
	Hipoclorito 88%	kg	0.0040	10.00	0.04
	Madera	p2	0.0727	2.10	0.15
	Operario	hh	0.1170	5.53	0.65
	Oficial	hh	0.1170	5.03	0.59
	Bomba de Prueba	hm	0.1170	2.77	0.32

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
07.01.07	14"	ml		S/	2.47
	Agua	m3	0.1057	5.00	0.53
	Hipoclorito 88%	kg	0.0045	10.00	0.05
	Madera	p2	0.0800	2.10	0.17
	Operario	hh	0.1287	5.53	0.71
	Oficial	hh	0.1287	5.03	0.65
	Bomba de Prueba	hm	0.1287	2.77	0.36
08.00	CONEXIONES DOMICILIARIAS				
08.01	ABRAZADERA 3"				
08.01.01	HASTA 2.5 mt.	und		S/	103.79
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	2.5000	0.50	1.25
	Abrazadera 3" F.F.	und	1.0000	7.94	7.94
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	0.5035	6.08	3.06
	Operario	hh	0.7596	5.53	4.20
	Oficial	hh	0.8210	5.03	4.13
	Peon	hh	5.2604	4.50	23.67
	Compactadora vibradora	hm	0.1940	9.88	1.92
	Volquete 6m3	hm	0.0290	38.25	1.11
	Bomba de presion	hm	0.2032	2.77	0.56
	Herramientas	%	3.0000	35.06	1.05
08.01.02	HASTA 10.0 mt.	und		S/	240.12
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	10.0000	0.50	5.00
	Abrazadera 3" F.F.	und	1.0000	7.94	7.94
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	2.2156	6.08	13.47
	Operario	hh	2.3424	5.53	12.95
	Oficial	hh	3.5732	5.03	17.97
	Peon	hh	22.8628	4.50	102.88
	Compactadora vibradora	hm	0.8536	9.88	8.43
	Volquete 6m3	hm	0.1280	38.25	4.90
	Bomba de presion	hm	0.8135	2.77	2.26
	Herramientas	%	3.0000	147.27	4.42

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARTIAL
08.02	ABRAZADERA 4"				
08.02.01	HASTA 2.5 mt.	und			S/ 113.98
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	2.5000	0.50	1.25
	Abrazadera 4" F.F.	und	1.0000	10.12	10.12
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	0.5539	6.08	3.37
	Operario	hh	0.8356	5.53	4.62
	Oficial	hh	0.8933	5.03	4.49
	Peon	hh	5.5707	4.50	25.07
	Compactadora vibradora	hm	0.2134	9.88	2.11
	Volquete 6m3	hm	0.0320	38.25	1.22
	Bomba de presion	hm	0.2236	2.77	0.62
	Herramientas	%	3.0000	37.55	1.13
08.02.02	HASTA 10.0 mt.	und			S/ 248.21
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	10.0000	0.50	5.00
	Abrazadera 4" F.F.	und	1.0000	10.12	10.12
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	2.2156	6.08	13.47
	Operario	hh	3.3424	5.53	18.58
	Oficial	hh	3.5732	5.03	17.97
	Peon	hh	22.8628	4.50	102.83
	Compactadora vibradora	hm	0.8536	9.88	8.43
	Volquete 6m3	hm	0.1280	38.25	4.90
	Bomba de presion	hm	0.8948	2.77	2.48
	Herramientas	%	3.0000	152.80	4.56
08.03	ABRAZADERA 6"				
08.03.01	HASTA 2.5 mt.	und			S/ 117.58
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	2.5000	0.50	1.25
	Abrazadera 6" F.F.	und	1.0000	16.92	16.92
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	0.0554	6.08	0.34
	Operario	hh	0.8356	5.53	4.62
	Oficial	hh	0.8933	5.03	4.49
	Peon	hh	5.5707	4.50	25.07
	Compactadora vibradora	hm	0.2134	9.88	2.11
	Volquete 6m3	hm	0.0320	38.25	1.22
	Bomba de presion	hm	0.2236	2.77	0.62
	Herramientas	%	3.0000	34.52	1.04

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
08.03.02	HASTA 10.0 mt.	und		S/	255.26
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	10.0000	0.50	5.00
	Abrazadera 4" F.F.	und	1.0000	16.92	16.92
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	2.2156	6.08	13.47
	Operario	hh	3.3424	5.53	18.58
	Oficial	hh	3.5732	5.03	17.97
	Peon	hh	22.8628	4.50	102.88
	Compactadora vibradora	hm	0.8536	9.88	8.41
	Volquete 6m3	hm	0.1280	38.25	4.90
	Bomba de presion	hm	0.9842	2.77	2.73
	Herramientas	%	3.0000	152.80	4.58
08.04	ABRAZADERA 8"				
08.04.01	HASTA 2.5 mt.	und		S/	120.91
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	2.5000	0.50	1.25
	Abrazadera 8" F.F.	und	1.0000	19.48	19.48
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	0.0877	6.88	0.60
	Operario	hh	0.8773	5.53	4.85
	Oficial	hh	0.9379	5.03	4.72
	Peon	hh	5.5707	4.50	25.07
	Compactadora vibradora	hm	0.2134	9.88	2.11
	Volquete 6m3	hm	0.0320	38.25	1.22
	Bomba de presion	hm	0.2236	2.77	0.62
	Herramientas	%	3.0000	35.17	1.06
08.04.02	HASTA 10.0 mt.	und		S/	259.44
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	10.0000	0.50	5.00
	Abrazadera 8" F.F.	und	1.0000	19.48	19.48
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	2.3205	6.08	14.11
	Operario	hh	3.5095	5.53	19.41
	Oficial	hh	3.5732	5.03	17.97
	Peon	hh	22.8628	4.50	102.88
	Compactadora vibradora	hm	0.8536	9.88	8.41
	Volquete 6m3	hm	0.1280	38.25	4.90
	Bomba de presion	hm	0.9842	2.77	2.73
	Herramientas	%	3.0000	154.37	4.63

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	REND	PREC.UNIT.	PARCIAL
08.05	ABRAZADERA 10"				
08.05.01	HASTA 2.5 mt.	und		S/	123.51
	Tuberia PVC de 1/2"	ml	2.5000	0.50	1.25
	Abrazadera 10" F.F.	und	1.0000	22.18	22.18
	Llave de toma 1/2"	und	1.0000	6.36	6.36
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Capataz	hh	0.0877	6.08	0.53
	Operario	hh	0.8773	5.53	4.85
	Oficial	hh	0.9379	5.03	4.72
	Peon	hh	5.5707	4.50	25.07
	Compactadora vibradora	hm	0.2134	9.88	2.11
	Volquete 6m3	hm	0.0320	38.25	1.22
	Bomba de presion	hm	0.2236	2.77	0.62
	Herramientas	%	3.0000	35.17	1.06
08.06	INSTALAC. DE CAJA MEDIDOR INCL. ACCESORIOS	und		S/	74.66
	Llave de paso 1/2"	und	1.0000	5.08	5.08
	Union simple	und	1.0000	1.30	1.30
	Union universal	und	2.0000	2.08	4.16
	Caja de concreto prefabricada	und	1.0000	43.00	43.00
	Operario	hh	1.6000	5.53	8.85
	Oficial	hh	1.6000	5.03	8.05
	Peon	hh	0.8000	4.50	3.60
	Herramientas	%	3.0000	20.50	0.62



**13.2.2 Análisis de costos unitarios de la red de  
alcantarillado.**

OBRA: RED DE ALCANTARILLADO DE LA ZONA ALTA DE PAITA - PIURA  
UBICACION: PAITA - PIURA  
FECHA: MARZO DE 1994

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
01.00	OBRAS PROVISIONALES				
01.01	CASETA GUARDIANIA	m2			S/ 53.19
	Triplay de 4'x8'x4mm.	plch	0.3000	17.50	6.83
	Arena fina	m3	0.0600	17.00	1.02
	Calamina	plch	0.6800	9.80	6.66
	Cemento Portland tipo I	bis	0.5000	9.80	4.90
	Clavos 3"	kg	0.4000	2.10	0.84
	Madera nacional para encofrado	p2	11.5000	2.10	24.15
	Piedra mediana	m3	0.0900	18.00	1.64
	Capataz	hh	0.2000	6.09	1.22
	Operario	hh	0.4000	5.53	2.21
	Oficial	hh	0.2000	5.03	1.01
	Peon	hh	0.6000	4.50	2.70
	Herramientas	%	3.0000	7.14	0.21
01.02	CARTEL DE OBRA 1.8 X 3.0 m.	UN			S/ 297.06
	Madera tornillo	p2	40.0000	2.45	98.00
	Triplay 4'x8'x6 mm.	plch	2.0000	26.00	52.00
	Pintura oleo brillante	gl	1.0000	22.50	22.50
	Clavos 3"	kg	2.0000	2.10	4.20
	Operario	hh	12.0000	5.53	66.36
	Peon	hh	12.0000	4.50	54.00
02.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
02.01	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	ml			S/ 0.21
	Estacas de fierro 1/2"x0.30m	un	0.0500	0.50	0.03
	Cordel	ml	0.0050	0.30	0.00
	Yeso	bis	0.0050	2.00	0.01
	Cemento Portland tipo I	bis	0.0013	9.80	0.01
	Arena gruesa	m3	0.0013	17.00	0.02
	Pintura esmalte sintetico	gl	0.0012	22.50	0.03
	Capataz	hh	0.0027	6.09	0.02
	Operario	hh	0.0027	5.53	0.01
	Peon	hh	0.0030	4.50	0.04
	Teodolito	he	0.0027	5.63	0.02
	Nivel topografico	he	0.0027	4.38	0.01
	Mira y jalones	he	0.0080	1.60	0.01

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
03.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
03.01	EXCAVACION DE ZANJAS EN TERR. NORMAL				
03.01.01	HASTA 1.50 mt. PROF.	ML		S/	9.58
	Capataz	hh	0.0080	6.08	0.05
	Peon	hh	0.0800	4.50	0.36
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.0800	102.13	8.17
03.01.02	HASTA 2.00 mt. PROF.	ML		S/	11.27
	Capataz	hh	0.0105	6.08	0.06
	Peon	hh	0.1052	4.50	0.47
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.1052	102.13	10.74
03.01.03	HASTA 2.50 mt. PROF.	ML		S/	17.16
	Capataz	hh	0.0160	6.08	0.10
	Peon	hh	0.1600	4.50	0.72
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.1600	102.13	16.34
03.01.04	HASTA 3.00 mt. PROF.	ML		S/	24.69
	Capataz	hh	0.0230	6.08	0.14
	Peon	hh	0.2302	4.50	1.04
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.2302	102.13	23.51
03.01.05	HASTA 3.50 mt. PROF.	ML		S/	30.03
	Capataz	hh	0.0280	6.08	0.17
	Peon	hh	0.2800	4.50	1.26
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.2800	102.13	28.60
03.01.06	HASTA 4.00 mt. PROF.	ML		S/	34.31
	Capataz	hh	0.0320	6.08	0.19
	Peon	hh	0.3200	4.50	1.44
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.3200	102.13	32.68
03.01.07	HASTA 5.00 mt. PROF.	ML		S/	50.58
	Capataz	hh	0.0556	6.08	0.34
	Peon	hh	0.5556	4.50	2.50
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	0.5556	102.13	56.74
03.01.08	HASTA 6.00 mt. PROF.	ML		S/	107.24
	Capataz	hh	0.1000	6.08	0.61
	Peon	hh	1.0000	4.50	4.50
	Retroexcavadora 3/4 yd3	hm	1.0000	102.13	102.13
03.01.09	HASTA 7.00 mt. PROF.	ML		S/	174.05
	Capataz	hh	0.1600	6.08	0.97
	Peon	hh	2.1500	4.50	9.68

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
	Retrocavadora 3/4 yd3	hm	1.5000	102.13	163.40
03.02	REFINE, NIV. DE ZANJAS EN SUELO SECO	ml		S/	1.40
	Capataz	hh	0.0267	6.08	0.16
	Peon	hh	0.2670	4.50	1.20
	Herramientas	%	3.0000	1.36	0.04
03.03	CAMA DE APOYO				
03.03.01	EN SUELO SECO	ml		S/	2.07
	Arena fina	m3	0.0330	17.00	1.50
	Capataz	hh	0.0107	6.08	0.07
	Peon	hh	0.1070	4.50	0.48
	Herramientas	%	3.0000	0.55	0.02
04.00	TUBERIA DE DESAGUE				
04.01	SUMINISTRO DE TUBERIA DE DESAGUE 8" CSN,	ml		S/	21.89
	Tub. de 8" C.S.N., INCLUYE 3% POR ROTURA	ml	1.0300	18.00	18.54
	Flete de planta a pie de obra	kg	67.0000	0.05	3.35
04.02	SUMINISTRO DE TUBERIA DE DESAGUE 10" CSN,	ml		S/	26.98
	Tub. de 10" C.S.N., INCLUYE 3% POR ROTURA	ml	1.0300	21.10	21.73
	Flete de planta a pie de obra	kg	105.0000	0.05	5.25
04.03	TENDIDO Y COLOCAC. DE TUB. 8" PVC				
04.03.01	HASTA 3 m. DE PROFUNDIDAD	ml		S/	5.15
	Capataz	hh	0.0160	6.08	0.10
	Operario	hh	0.1600	5.53	0.89
	Oficial	hh	0.1600	5.03	0.80
	Peon	hh	0.6400	4.50	2.88
	Nivel topografico	hc	0.0800	4.38	0.35
	Herramientas	%	3.0000	4.66	0.14
04.03.02	HASTA 5 m. DE PROFUNDIDAD	ml		S/	6.71
	Capataz	hh	0.0209	6.08	0.13
	Operario	hh	0.2090	5.53	1.15
	Oficial	hh	0.2090	5.03	1.05
	Peon	hh	0.8320	4.50	3.74
	Nivel topografico	hc	0.1040	4.38	0.46
	Herramientas	%	3.0000	6.07	0.18

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
04.04	TENDIDO Y COLOCAC. DE TUB. 10" PVC				
04.04.01	HASTA 3 m. DE PROFUNDIDAD	ml			S/ 6.14
	Capataz	hh	0.0190	6.08	0.12
	Operario	hh	0.1900	5.53	1.05
	Oficial	hh	0.1900	5.03	0.96
	Peon	hh	0.7600	4.50	3.42
	Nivel topografico	hc	0.0950	4.38	0.42
	Herramientas	%	3.0000	5.55	0.17
04.04.02	HASTA 5 m. DE PROFUNDIDAD	ml			S/ 7.85
	Capataz	hh	0.0247	6.08	0.15
	Operario	hh	0.2470	5.53	1.37
	Oficial	hh	0.2470	5.03	1.24
	Peon	hh	0.9880	4.50	4.45
	Nivel topografico	hc	0.0950	4.38	0.42
	Herramientas	%	3.0000	7.21	0.22
05.00	BUZONES STANDAR DIAM. 1.20 m. C/M Y TAPA DE CONCRETO				
05.01	HASTA 1.50 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/ 696.82
	Agua	m3	0.3375	5.00	1.69
	Alambre negro	kg	0.3800	2.10	0.80
	Arena fina	m3	0.0725	17.00	1.23
	Arena gruesa	m3	0.8250	17.00	14.03
	Cemento Portland tipo I	bls	13.7050	9.80	134.31
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	plch	0.0884	103.51	9.15
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	7.2800	1.10	8.01
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	1.6250	18.00	29.25
	Capataz	hh	2.1430	6.08	13.03
	Operario	hh	15.2870	5.53	84.54
	Oficial	hh	6.1250	5.03	30.81
	Peon	hh	28.7900	4.50	129.56
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	1.9300	7.63	14.81
	Vibrador	hm	1.2070	7.00	8.45

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
05.02	HASTA 2.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/ 761.96
	Agua	m3	0.3950	5.00	1.97
	Alambre negro	kg	0.3900	2.10	0.80
	Arena fina	m3	0.0050	17.00	1.62
	Arena gruesa	m3	0.9400	17.00	15.98
	Cemento Portland tipo I	bls	16.1700	9.80	158.47
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	pleh	0.1176	103.51	12.17
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	7.2900	1.10	8.01
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	1.8500	18.00	33.30
	Capataz	hh	2.5799	6.08	15.67
	Operario	hh	17.5900	5.53	97.27
	Oficial	hh	6.5900	5.03	33.10
	Peon	hh	30.5900	4.50	137.61
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	2.4300	7.69	18.65
	Vibrador	hm	1.5510	7.00	10.86
05.03	HASTA 2.50 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/ 867.87
	Agua	m3	0.4325	5.00	2.16
	Alambre negro	kg	0.3900	2.10	0.80
	Arena fina	m3	0.1175	17.00	2.00
	Arena gruesa	m3	1.0550	17.00	17.94
	Cemento Portland tipo I	bls	18.6350	9.80	182.62
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	pleh	0.1472	103.51	15.24
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	7.2900	1.10	8.01
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	2.0750	18.00	37.35
	Capataz	hh	3.0140	6.08	18.33
	Operario	hh	19.9150	5.53	109.53
	Oficial	hh	6.6350	5.03	33.37
	Peon	hh	41.9600	4.50	188.82
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	2.0300	7.69	22.40
	Vibrador	hm	1.3050	7.00	12.64
05.04	HASTA 3.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/ 964.10
	Agua	m3	0.4800	5.00	2.40
	Alambre negro	kg	0.5900	2.10	1.22
	Arena fina	m3	0.1400	17.00	2.38
	Arena gruesa	m3	1.1700	17.00	19.89
	Cemento Portland tipo I	bls	21.1000	9.80	206.78
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	pleh	0.1766	103.51	18.29
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	7.2900	1.10	8.01
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	2.3000	18.00	41.40
	Capataz	hh	3.4490	6.08	20.97
	Operario	hh	22.2000	5.53	122.77
	Oficial	hh	6.9900	5.03	34.56
	Peon	hh	42.5700	4.50	213.57

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	3.4300	7.68	26.33
	Vibrador	hm.	3.4300	7.00	24.01
05.05	HASTA 3.50 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/1,203.15
	Agua	m3	0.5275	5.00	2.64
	Alambre negro	kg	6.4000	2.10	13.44
	Arena fina	m3	0.1625	17.00	2.76
	Arena gruesa	m3	1.2850	17.00	21.85
	Cemento Portland tipo I	bls	23.5650	9.80	230.94
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	plch	0.3250	103.51	33.64
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	122.6000	1.10	134.86
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	2.5250	18.00	45.45
	Capataz	hh	3.8845	6.08	23.62
	Operario	hh	24.5050	5.53	135.51
	Oficial	hh	7.1450	5.03	35.94
	Peon	hh	55.1800	4.50	248.31
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	3.9300	7.68	30.16
	Vibrador	hm	3.9300	7.00	27.51
05.06	HASTA 4.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/1,317.26
	Agua	m3	0.5750	5.00	2.88
	Alambre negro	kg	6.5700	2.10	13.80
	Arena fina	m3	0.1850	17.00	3.15
	Arena gruesa	m3	1.4000	17.00	23.80
	Cemento Portland tipo I	bls	26.0300	9.80	255.09
	Clavos 3"	kg	0.2210	2.10	0.46
	Encofrado metalico	plch	0.3600	103.51	38.20
	Madera para encofrado	p2	10.0300	2.10	21.06
	Fierro corrugado	kg	145.0000	1.10	159.50
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	2.7500	18.00	49.50
	Capataz	hh	4.3200	6.08	26.27
	Operario	hh	26.9100	5.53	148.26
	Oficial	hh	7.4000	5.03	37.22
	Peon	hh	61.7000	4.50	278.05
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	4.4300	7.68	34.00
	Vibrador	hm	4.4300	7.00	31.01
05.07	HASTA 5.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/1,450.14
	Agua	m3	0.6225	5.00	3.11
	Alambre negro	kg	8.1000	2.10	17.20
	Arena fina	m3	0.2378	17.00	4.04
	Arena gruesa	m3	1.9000	17.00	30.60
	Cemento Portland tipo I	bls	31.1500	9.80	305.27
	Clavos 3"	kg	0.2200	2.10	0.46
	Encofrado metalico	plch	0.4020	103.51	41.61
	Madera para encofrado	p2	11.2500	2.10	23.63
	Fierro corrugado	kg	165.0000	1.10	181.50

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	3.4250	18.00	61.65
	Capataz	hh	4.7550	6.08	28.91
	Operario	hh	29.1150	5.53	161.01
	Oficial	hh	7.6550	5.03	38.50
	Peon	hh	63.4000	4.50	285.30
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	4.9300	7.68	37.84
	Vibrador	hm	4.9300	7.00	34.51
05.08	HASTA 6.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/1,654.63
	Agua	m3	0.7830	5.00	3.92
	Alambre negro	kg	10.2530	2.10	21.53
	Arena fina	m3	0.2991	17.00	5.08
	Arena gruesa	m3	2.2644	17.00	38.49
	Cemento Portland tipo I	bis	38.9570	9.80	381.78
	Clavos 3"	kg	0.2652	2.10	0.56
	Encofrado metalico	plch	0.4382	103.51	45.36
	Madera para encofrado	p2	12.6175	2.10	26.50
	Fierro corrugado	kg	187.0000	1.10	205.70
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	4.2750	18.00	76.95
	Capataz	hh	5.2281	6.08	31.79
	Operario	hh	32.0130	5.53	177.03
	Oficial	hh	8.4170	5.03	42.34
	Peon	hh	70.9750	4.50	319.39
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	5.6700	7.68	43.52
	Vibrador	hm	5.6700	7.00	39.69
05.09	HASTA 7.00 mt. DE PROFUNDIDAD	und			S/1,846.18
	Agua	m3	0.9979	5.00	4.99
	Alambre negro	kg	12.3220	2.10	25.88
	Arena fina	m3	0.3798	17.00	6.46
	Arena gruesa	m3	2.8758	17.00	48.89
	Cemento Portland tipo I	bis	43.2972	9.80	424.31
	Clavos 3"	kg	0.3200	2.10	0.67
	Encofrado metalico	plch	0.5270	103.51	54.55
	Madera para encofrado	p2	15.1420	2.10	31.80
	Fierro corrugado	kg	203.0000	1.10	223.30
	Marco y tapa de concreto para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Piedra mediana	m3	5.3700	18.00	96.66
	Capataz	hh	5.8710	6.08	35.70
	Operario	hh	35.8500	5.53	198.25
	Oficial	hh	9.4500	5.03	47.53
	Peon	hh	79.6800	4.50	358.56
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	6.3800	7.68	48.97
	Vibrador	hm	6.3800	7.00	44.66

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
06.00	DADOS EMPALME DE TUB.A BUZON HASTA 10" D.	und		S/	41.11
	Arena fina	m3	0.0800	17.00	1.36
	Cemento Portland tipo I	bis	1.0000	9.80	9.80
	Madera para encofrado	p2	4.2000	2.10	8.82
	Piedra mediana	m3	0.1600	18.00	2.88
	Capataz	hh	0.0800	6.09	0.49
	Operario	hh	0.8000	5.53	4.42
	Oficial	hh	0.4000	5.03	2.01
	Peon	hh	2.4000	4.50	10.80
	Herramienta manual	%	3.0000	17.72	0.53
07.00	PRUEBA HIDRAULICA				
07.01	DE 8"	und		S/	2.19
	Agua	m3	0.1200	5.00	0.60
	Cemento Portland tipo I	bis	0.0070	9.80	0.07
	Yeso	bis	0.0150	2.00	0.03
	Capataz	hh	0.0133	6.09	0.08
	Operario	hh	0.1330	5.53	0.74
	Oficial	hh	0.1330	5.03	0.67
07.02	DE 10"	und		S/	2.67
	Agua	m3	0.1500	5.00	0.75
	Cemento Portland tipo I	bis	0.0100	9.80	0.10
	Yeso	bis	0.0220	2.00	0.04
	Capataz	hh	0.0160	6.09	0.10
	Operario	hh	0.1600	5.53	0.89
	Oficial	hh	0.1600	5.03	0.80
08.00	RELLENO Y COMPACT. ZANJAS EN SUELO SECO				
08.01	Hasta 1.50 m. de profundidad	m1		S/	7.86
	Agua	m3	0.1670	5.00	0.84
	Capataz	hh	0.1058	6.09	0.64
	Peon	hh	1.0580	4.50	4.76
	Compactador 5.8 HP	hm	0.1480	9.86	1.46
	Herramienta manual	%	3.0000	5.40	0.16
08.02	Hasta 2.00 m. de profundidad	m1		S/	9.85
	Agua	m3	0.2270	5.00	1.14
	Capataz	hh	0.1310	6.09	0.80
	Peon	hh	1.3120	4.50	5.90
	Compactador 5.8 HP	hm	0.1840	9.86	1.81
	Herramienta manual	%	3.0000	6.70	0.20
08.03	Hasta 2.50 m. de profundidad	m1		S/	16.81
	Agua	m3	0.2860	5.00	1.43
	Capataz	hh	0.2320	6.09	1.41
	Peon	hh	2.3160	4.50	10.42
	Compactador 5.8 HP	hm	0.3240	9.86	3.20



CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
09.04	Hasta 3.00 m. de profundidad	m			S/ 19.71
	Agua	m <sup>3</sup>	0.3600	5.00	1.80
	Capataz	hh	0.2743	6.09	1.67
	Peon	hh	2.7430	4.50	12.34
	Compactador 5.8 HP	hm	0.3530	9.86	3.48
	Herramienta manual	%	3.0000	14.01	0.42
09.05	Hasta 3.50 m. de profundidad	m			S/ 28.27
	Agua	m <sup>3</sup>	0.4050	5.00	2.03
	Capataz	hh	0.3950	6.09	2.40
	Peon	hh	3.9500	4.50	17.78
	Compactador 5.8 HP	hm	0.5530	9.86	5.45
	Herramienta manual	%	3.0000	20.18	0.61
09.06	Hasta 4.00 m. de profundidad	m			S/ 35.58
	Agua	m <sup>3</sup>	0.4590	5.00	2.30
	Capataz	hh	0.5050	6.09	3.07
	Peon	hh	5.0500	4.50	22.73
	Compactador 5.8 HP	hm	0.6900	9.86	6.71
	Herramienta manual	%	3.0000	25.80	0.77
09.07	Hasta 5.00 m. de profundidad	m			S/ 46.92
	Agua	m <sup>3</sup>	0.6200	5.00	3.10
	Capataz	hh	0.6980	6.09	4.24
	Peon	hh	6.9800	4.50	31.41
	Compactador 5.8 HP	hm	0.7200	9.86	7.10
	Herramienta manual	%	3.0000	35.65	1.07
09.08	Hasta 6.00 m. de profundidad	m			S/ 62.85
	Agua	m <sup>3</sup>	1.1000	5.00	5.50
	Capataz	hh	0.9900	6.09	5.35
	Peon	hh	8.8000	4.50	39.60
	Compactador 5.8 HP	hm	1.1200	9.86	11.05
	Herramienta manual	%	3.0000	44.95	1.35
09.09	Hasta 7.00 m. de profundidad	m			S/ 86.07
	Agua	m <sup>3</sup>	1.9000	5.00	9.00
	Capataz	hh	1.1500	6.09	6.99
	Peon	hh	11.5000	4.50	51.75
	Compactador 5.8 HP	hm	1.6900	9.86	16.57
	Herramienta manual	%	3.0000	59.74	1.76
09.00	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m <sup>3</sup>			S/ 11.36
	Peon	hh	0.9000	4.50	3.60
	Volquete 6m <sup>3</sup>	hm	0.2000	38.25	7.65
	Herramienta manual	%	3.0000	3.60	0.11

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
10.00	VARIOS				
10.01	TECHO C.A. F'c= 210 Kg/cm2	und			S/ 147.47
	Agua	m3	0.0600	5.00	0.30
	Arena gruesa	m3	0.1300	17.00	2.21
	Cemento Portland tipo I	bis	2.7500	9.80	26.95
	Clavos 3"	kg	0.2500	2.10	0.53
	Fierro corrugado	kg	19.0000	1.10	20.90
	Madera nacional para encofrado y carp.	p2	3.3300	2.10	6.99
	Piedra mediana	m3	0.2300	18.00	4.14
	Capataz	hh	0.2000	6.08	1.22
	Operario	hh	0.5000	5.53	2.77
	Oficial	hh	4.0000	5.03	20.12
	Peon	hh	12.0000	4.50	54.00
	Mezcladora de concreto de 9p3	hm	0.5000	7.68	3.84
	Vibrador	hm	0.5000	7.00	3.50
10.02	REUBICAR TECHOS Y RESANAR	und			S/ 53.84
	Arena gruesa	m3	0.0400	17.00	0.68
	Cemento Portland tipo I	bis	1.2500	9.80	12.25
	Piedra mediana	m3	0.0600	18.00	1.08
	Capataz	hh	0.1000	6.08	0.61
	Operario	hh	2.0000	5.53	11.06
	Peon	hh	6.0000	4.50	27.00
	Herramienta manual	%	3.0000	38.67	1.16
10.03	SUMINISTRO/ INST. MARCO Y TAPA DE BUZON	und			S/ 213.37
	Arena gruesa	m3	0.0300	17.00	0.51
	Cemento Portland tipo I	bis	0.5000	9.80	4.90
	Marco y Tapa para buzón	und	1.0000	195.00	195.00
	Capataz	hh	0.0500	6.08	0.30
	Operario	hh	1.0000	5.53	5.53
	Peon	hh	1.5000	4.50	6.75
	Herramienta manual	%	3.0000	12.58	0.38
11.00	CONEXIONES DOMICILIARIAS ALCANTARILLADO				
11.01	Excavacion de zanjas en suelo semirocoso				
11.01.01	De 0.70 x 1.10 m	ml			S/ 8.11
	Capataz	hh	0.1540	6.08	0.94
	Peon	hh	1.5400	4.50	6.93
	Herramienta manual	%	3.0000	7.87	0.24
11.02	Refine y niv. de zanjas en suelo seco	ml			S/ 1.05
	Capataz	hh	0.0200	6.08	0.12
	Peon	hh	0.2000	4.50	0.90
	Herramienta manual	%	3.0000	1.02	0.03
11.03	Cama de apoyo	ml			S/ 0.72
	Agua	m3	0.0700	5.00	0.35
	Capataz	hh	0.0070	6.08	0.04
	Peon	hh	0.0700	4.50	0.32
	Herramienta manual	%	3.0000	0.36	0.01

CODIGO	DESCRIPCION	UNID	RENDIM	PREC.UNIT.	PARCIAL
11.04	Relleno y compactacion de zanjas				
11.04.01	De 0.70 x 1.10 m	m <sup>l</sup>		S/	5.69
	Agua	m <sup>3</sup>	0.1200	5.00	0.60
	Peon	hh	0.7700	4.50	3.47
	Compactador 5.8 HP	hm	0.1540	9.86	1.52
	Herramienta manual	%	3.0000	3.47	0.10
11.05	Suministro e Instalacion de tuberia CSH				
11.05.01	De 6"	m <sup>l</sup>		S/	20.93
	Tuberia de CSH 6"	m <sup>l</sup>	1.0300	14.50	14.94
	Plete de planta a pie de obra	kg	50.0000	0.05	2.50
	Capataz	hh	0.0130	6.08	0.09
	Operario	hh	0.1330	5.53	0.74
	Oficial	hh	0.1330	5.03	0.67
	Peon	hh	0.4000	4.50	1.80
	Herramienta manual	%	3.0000	3.29	0.10
11.06	Prueba hidraulica				
11.06.01	De 6"	m <sup>l</sup>		S/	1.32
	Agua	m <sup>3</sup>	0.0490	5.00	0.24
	Operario	hh	0.1000	5.53	0.55
	Oficial	hh	0.1000	5.03	0.50
	Herramienta manual	%	3.0000	1.05	0.03
11.07	Perforacion y empalmes: Colector-caja	und		S/	30.29
	Arena fina	m <sup>3</sup>	0.0560	17.00	0.95
	Cemento Portland tipo I	bis	1.0000	9.90	9.90
	Madera nacional para encofrado y carp.	p <sup>2</sup>	1.7500	2.10	3.68
	Piedra mediana	m <sup>3</sup>	0.1120	18.00	2.02
	Operario	hh	0.4000	5.53	2.21
	Oficial	hh	0.9000	5.03	4.52
	Peon	hh	1.6000	4.50	7.20
	Herramienta manual	%	3.0000	13.43	0.40
11.09	Suministro e instalacion de caja-registreund			S/	134.95
	Caja de desague, marco y tapa de concretound		1.0000	84.40	84.40
	Cemento Portland tipo I	bis	0.0500	9.90	0.49
	Rejilla metalica	und	1.0000	0.50	0.50
	Operario	hh	2.0000	5.53	11.06
	Oficial	hh	2.0000	5.03	10.06
	Peon	hh	6.0000	4.50	27.00
	Herramienta manual	%	3.0000	48.12	1.44

### 13.3 Fórmulas polinómicas.

#### 13.3.1 Red de abastecimiento de agua potable.

##### PRIMERA FORMULA POLINOMICA

OBRA: RED DE AGUA POTABLE DE LA ZONA ALTA DE PAITA - PIURA  
FECHA: MARZO DE 1994

$$K = 0.3712 \frac{MO_r}{MO_o} + 0.1877 \frac{TPVC_r}{TPVC_o} + 0.1552 \frac{AFF_r}{AFF_o} + 0.1667 \frac{GGyU_r}{GGyU_o} + 0.0570 \frac{EN_r}{EN_o} + 0.0622 \frac{AGF_r}{AGF_o}$$

Donde:

K = Coeficiente de reajuste de valorizaciones.

SIMBOLO	DESCRIPCION	%	CODIGO
MO	MANO DE OBRA	100	47
TPVC	TUBERIA PVC PARA AGUA	100	72
AFF	ACCESOR. DE FIERRO FUNDIDO	100	71
GGyU	GASTOS GRALES Y UTIL.	100	39
AGF	AGREGADO FINO	23	4
EN	EQUIPO NACIONAL	40	48

Nota: El sub-índice "o" del monomio corresponde a la fecha del presupuesto base: Marzo de 1994, siendo el sub-índice "r" el que corresponda a la fecha del reajuste.

### 13.3.2 Fórmula Polinómica de la red de alcantarillado.

#### SEGUNDA FORMULA POLINOMICA

OBRA: RED DE ALCANTARILLADO DE LA ZONA ALTA DE PAITA - PIURA  
FECHA: MARZO DE 1994

$$K = 0.3356 \frac{MOr}{MOo} + 0.1625 \frac{ENr}{ENo} + 0.1801 \frac{TCSr}{TCSo} + 0.1667 \frac{GGyUr}{GGyUo} + 0.0835 \frac{CPCr}{CPCo} + 0.0716 \frac{APFTr}{APFTo}$$

DONDE:

$$\frac{CPCr}{CPCo} = 0.5840 \frac{CPr}{CPo} + 0.4160 \frac{Cr}{Co}$$

$$\frac{APFTr}{APFTo} = 0.6187 \frac{APr}{APo} + 0.3813 \frac{FTr}{FTo}$$

SIMBOLO	DESCRIPCION	%	CODIGO
MO	MANO DE OBRA	100.00	47
EH	EQUIPO NACIONAL	100.00	48
TCS	TUBERIA DE CSN	100.00	69
GGyU	GASTOS GRALES Y UTIL.	100.00	39
CP	CAJA DE CONCRETO PREFABRI	58.40	31
AP	AGUA	61.87	39
C	CEMENTO	41.60	21
PT	FLETE TERRESTRE	38.13	32

Nota: El sub-índice "o" del monomio corresponde a la fecha del presupuesto base: Marzo de 1994, siendo el sub-índice "r" el que corresponda a la fecha del reajuste.

## 13.4 Especificaciones Técnicas.

### 13.4.1 Red de abastecimiento de agua potable tubería de PVC.

#### a) TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMACENAJE

##### a.1 TRANSPORTE

El transporte y traslado a obra se deberá realizar estableciéndose las precauciones necesarias para evitar daños o causar alteración en la calidad de la tubería a usarse (realizar examen exhaustivo a cada tubo a utilizarse).

##### a.2 MANIPULEO Y DESCARGA

El reducido peso de la tubería PVC, facilita su manipuleo evitándose dejar caer la tubería y accesorios para no causar daños al material, pudiendo disminuir su resistencia.

El descargo se deberá realizar en paquetes que faciliten el traslado al almacén por el personal ejecutor de la obra. La tubería puede ser descargada a mano individualmente.

El reducido peso de la tubería PVC, facilita su manipuleo, en todo caso los tubos y accesorios no deben ser dejados caer al suelo para no causar daños en el material que puedan disminuir su resistencia.

##### a.3 ALMACENAJE

La ubicación del almacén de Tubería PVC, deberá estar situado lo más cerca posible al sitio de la obra, el traslado al lugar de utilización deberá apilarse en forma horizontal sobre maderas de 0.10 m. aproximadamente a una distancia máxima de 1.50 m. de manera que la campana de los mismos queden alternas y sobresalientes, dejándolos libres de presión exterior alguna.

Se apilarán en grupos a una altura máxima de 1.50 m.

La tubería deberá de protegerse de la

incidencia de los rayos solares, ubicándolos y protegiéndolos mediante tinglados; si se emplearan lonaas o fibras plásticas de color negro se ha de dejar una ventilación adecuada en la parte superior de la pila, recomendándose almacenar la tubería separando diámetros y clases facilitándose su ubicación para su uso.

Igual tratamiento deberá de dársele tanto a los accesorios (complemento de tubería), anillos de caucho, apartándolo o aislándolos de los rayos solares, aceite, grasas y calor excesivo.

## **b) EXCAVACION DE ZANJAS**

### **b.1 GENERALIDADES**

Las zanjas no se procederán a cavar con demasiada anticipación al trabajo de colocación de tubería.

Teniéndose ventajas evitándose zanjar tramos demasiados largos.

- Reduce las cavidades causadas por las aguas subterráneas.
- Se evita la rotura de TALUD de zanjas.
- Recomendándose de acuerdo a factibilidad que presenta la tubería PVC sea colocada tan pronto como se termine de ejecutar la zanja requerida.

### **b.2 MATERIAL EXCAVADO**

Material a ubicarse 0.50m. como máximo del filo o canto de zanja, facilitándose su posterior utilización, así como teniéndose la mayor amplitud de área para el personal ejecutor de trabajos, igual procedimiento deberá de dársele a zonas donde se ubicarán válvulas, hidrantes, etc.

### **b.3 FONDO DE ZANJAS: TRATAMIENTO A DARSE**

El fondo de zanja deberá de colocar cama de arena por capas de 0.15 m. cada una; luego se procederá a colocar capas de igual altura de material granular 0.30 m. (grava), todo este

material será seleccionado y deberá estar exento de piedra y cuerpos extraños.

Las capas de relleno de cama de arena deberá de ser apisonado en forma manual mediante pisón o plancha compactadora; el apisonado en zonas laterales de tubería se hará en forma manual.

No deberá de utilizarse arcilla (material) inmediatamente alrededor del tubo, ni como encamado, relleno lateral o superior.

Es esencial brindar a la tubería de PVC, un apoyo uniforme y continuo en la totalidad de su longitud, dejándose nichos en zona de las campanas para permitir el apoyo del cuerpo del tubo.

#### **b.4 ANCHO Y PROFUNDIDAD DE ZANJA**

El ancho de la zanja deberá permitir un montaje fácil y adecuado relleno y compactación de la tubería.

Dado que la tubería PVC es flexible, recomiéndase en general que la zanja al nivel de la tubería, hasta la clave del tubo sea lo más estrecho posible estando esto dentro de los límites practicables.

Un ancho adicional de 30 cm. al exterior del tubo permite el trabajo sin problemas durante la instalación. La altura mínima de relleno sobre la clave (lomo del tubo) de la tubería deberá de ser 1.00m. como mínimo en zonas o áreas de tráfico corriente y de 1.2 m. en áreas de tráfico pesado, con encamado y relleno de arena o material fino selecto compactado manualmente hasta por lo menos 0.30 m. sobre la clave del tubo.

### **c) INSTALACION**

#### **c.1 GENERALIDADES**

La velocidad o rendimiento de la mano de obra utilizada dependerá en gran medida de que su personal encargado de ejecutar la instalación sea conocedor tanto de su trabajo



y labor en conjunto.

Debiéndose antes de hacer descender la tubería en zanjas se debe de tomar la precaución de:

La no existencia de tierra, grava o piedra en su interior.

La no presencia de golpes o rajadura alguna.

El descenso hacia el fondo de zanja debe hacerse manualmente salvo circunstancias que ameriten el uso de otro tipo de material para su descenso.

#### **c.2 MONTAJE**

Para el montaje de la tubería PVC se deberá de verificar la existencia de chafán en el extremo espiga del tubo, este es de 150 (grados), siendo el adecuado para una buena y fácil inserción.

En casos de tubos sin chafán por corte de ajuste o aprovechamiento de longitudes se deberá de limar o escofinar los filos y posterior lijado no dejando zonas angulosas.

#### **c.3 COLOCACION DE ANILLO DE CAUCHO**

Limpiar cuidadosamente cavidad de alojamiento del anillo de caucho.

Limpieza del anillo de caucho e introducirlo ubicándose la parte más gruesa hacia el interior del tubo asegurándose que quede en contacto con todo el canal de alojamiento de la campana.

#### **c.4 ENSAMBLE**

La conexión del tubo PVC se efectuará insertando el extremo achaflanado a la campana con el anillo de caucho.

#### **c.5 MONTAJE DEL TUBO**

Recomiéndase marcar en la espiga de los tubos la profundidad de inserción. Esta marca deberá hacerse de tal forma que la espiga penetre hasta dejar una luz aproximadamente de

10 mm. del fondo de la campana la cual puede hacerse introduciendo un tubo hasta el fondo de la unión (sin anillo de caucho) luego se descontará la distancia indicada.

Limpiar el interior de campana y el exterior de la espiga a insertar y luego untar lubricante en el anillo y el chaflán y por lo menos la mitad de la espiga a insertar.

Una persona insertará ahora en el extremo achaflanado la campana que contiene el anillo mientras que la otra procederá a insertar o empujar el tubo hasta el fondo luego retirando 10mm. para que la unión opere como JUNTA DE DILATACION, la inserción se realiza manualmente con 4" de diámetro, para mayores diámetros se podría requerir ayuda mecánica.

Obsérvese que el tubo se inserte en una forma recta. El buen alineamiento de la tubería es esencial para facilitar el ensamble.

Si fuese el caso, se utilizará tubería PVC con espiga y campana con pegamento.

Se ejecutarán las pautas igual a las ya indicadas, luego untando con brocha pequeña el pegamento cuidándose de no untar demasiado; dejando secar de 10 a 15 minutos antes del acomodo de la tubería en su posición final dentro de la zanja, la prueba de presión se efectuará 24 horas después de concluidos los empalmes.

#### c.6 CURVATURA

Dada la flexibilidad de los tubos PVC permite en algunos casos efectuar cambios de dirección en tuberías, no recomendándose hacer unas curvaturas mayores a 30°, siempre ubicándolos en parte lisa del tubo y no sobre campanas.

#### c.7 EFFECTOS DE TEMPERATURA

##### Dilatación de tubería PVC.-

La fórmula para calcular la expansión de la tubería PVC es la siguiente:

$$AL = K (T2 - T1)L$$

Donde: AL= Dilatación en cm.  
K= Coeficiente de dilatación 0.8  
mm/m/10°C  
T2= Temperatura máxima.  
T1= Temperatura mínima.  
L = Longitud de tubería (m.)

d) **MONTAJE DE ACCESORIOS Y ANCLAJES**

Los accesorios necesarios complementos de toda instalación de tubería PVC se instalan de forma similar a los tubos.

Los accesorios son de PVC o de fierro fundido y sus extremos están diseñados para su instalación en forma directa al tubo como cualquier sistema conocido o a través de transiciones que facilitan su empleo.

d.1 **ANCLAJE DE ACCESORIOS**

Las líneas de tuberías de presión están sometidas a constantes esfuerzos o empujes que tienden a desacoplarlas; este empuje es necesario distribuirlo sobre las paredes de la zanja a fin de evitar el desensamble de las uniones.

Para contrarrestar estos empujes o esfuerzos es necesario proyectar bloques de anclaje en todos los accesorios, sus dimensiones y forma dependen de la presión de la línea, el diámetro del tubo, clase de terreno y tipo de accesorio.

Los cálculos de los bloques de anclaje es un trabajo que debe hacer el Ingeniero Responsable de Obra.

Es necesario que los accesorios PVC tengan mayor parte de su pared externa en contacto con el concreto del bloque, para que no sólo transmita el empuje sino sirva también de restricción al movimiento del accesorio.

El concreto no debe envolver totalmente al accesorio de PVC con los cambios de presión interna ocurren variaciones en el diámetro que no se deben impedir, pues causarían esfuerzos cortantes innecesarios en la pared del tubo.

Es recomendable colocar un fieltro asfáltico o un polietileno grueso entre la tubería o accesorio de PVC y el concreto para impedir la abrasión.

#### d.2 CALCULO DE LOS BLOQUES DE ANCLAJES

Es necesario calcular el empuje (P) debido a la presión del agua sobre un tapón ubicado al extremo de una línea de tubería de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$P = \frac{\pi D^2}{4} P_1$$

Donde: P = empuje en kg.

D = diámetro exterior del tubo en cm.

P<sub>1</sub> = Presión interna máxima en la tubería (kg/cm<sup>2</sup>)

El valor de P<sub>1</sub> debe considerar las presiones máximas a que puede someterse la instalación debido a eventuales golpes de ariete o presiones de prueba.

El empuje N que se produce en los otros accesorios tales como codos o curvas, se obtienen con la siguiente fórmula:

$$N = 2 P \cdot \text{sen} \frac{\alpha}{2}$$

Donde: P = empuje en kg. obtenido con la fórmula anterior.

N = empuje en el codo en kg

α = Angulo del codo que se emplea.

La tabla No 1 indica los valores aproximados de los empujes que se generan en los accesorios de una línea de tubería por efectos de la presión hidráulica interna.

**TABLA N°1** Valor aproximado de empuje en accesorios en una línea de tubos PVC por cada kg/cm<sup>2</sup> de presión hidráulica.

DIAMETRO NOMINAL	CODO 90°	CODO 45°	CODO 22.5°	TEE Y TAPONES
mm. (pulg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
40 (1 1/2")	26	14	7	18
50 (2")	40	22	11	28
65 (2 1/2")	59	32	16	42
75 (3")	87	47	24	62
100 (4")	144	78	40	102
150 (6")	314	170	87	222
200 (8")	533	288	147	377
250 (10")	829	448	228	585
300 (12")	1159	627	320	819

### d.3 AREA DE LOS BLOQUES DE ANCLAJE

El área o superficie de contacto del bloque deberá dimensionarse de modo que el esfuerzo o carga unitaria que se trasmite al terreno no supere la carga de resistencia admisible del tipo de terreno donde se efectúa la instalación.

El área de contacto del bloque de anclaje con el terreno se determina con la siguiente relación:

$$A = \frac{P}{R_T}$$

Donde: A = Area de contacto (cm<sup>2</sup>)  
P = Empuje en kg según tabla N°1  
R<sub>T</sub> = Resistencia admisible del terreno. Tabla N°2

TABLA N°2

Valores de resistencia admisible de diversos tipos de terreno.

TIPO DE TERRENO	RESISTENCIA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )
Suelo fangoso	0
Arcilla blanda	0.5
Arena	1.0
Arena y grava	1.5
Arena y grava cimentada con arcilla	2.0
Suelo duro (esquistos pizarra roca)	5.0

**d.4 CONSTRUCCION DE LOS BLOQUES DE ANCLAJE**

Serán de concreto y se localizan entre el accesorio y la parte firme de la pared de la zanja.

El Ingeniero Inspector especificará la proporción de la mezcla, siendo una mezcla típica la de 1 parte de cemento, 2 de arena y 4 de piedra.

En diámetros de tubería pequeños los bloques de anclaje no requieren encofrado especial. Tener en cuenta que los extremos del accesorio deben quedar descubiertos.

**d.5 LOCALIZACION DE LOS ANCLAJES**

Su localización depende de la dirección del empuje y del tipo de accesorio.

Se usarán en los siguientes casos:

- 1) Cambios de dirección, tees, codos, cruces, etc.
- 2) Cambios de diámetro, reducciones.
- 3) Válvulas.
- 4) Terminales de línea, tapones.
- 5) En curvas verticales, si el relleno no es

suficiente, se deberá anclar el accesorio con concreto y abrazaderas.

e) **PRUEBA HIDRAULICA**

Se refiere unicamente a la verificación de si el trabajo realizado durante la instalación, el manipuleo y el empalme de los tubos están perfectamente ejecutados.

Para lograr una buena prueba hidráulica se debe considerar los siguientes factores:

- 1) Adecuada preparación de las zanjas.
- 2) Perfecta instalación y montaje de tubería y accesorios.
- 3) Relleno y compactación correctas.
- 4) Purga de aire y llenado de agua perfectamente efectuados.

e.1 **TRABAJOS PRELIMINARES**

Los extremos de las líneas de tuberías en prueba deberán cerrarse con tapones especiales, previendo inmediatamente después de ello, la construcción de un bloque de anclaje cuyas dimensiones y calidad deberán ser ejecutadas de acuerdo a un diseño que garantice la hermeticidad del tapón y la resistencia a la presión que se registre durante la prueba.

La longitud de la línea a probar no debe exceder de los 400 m., recomendandose longitudes menores a medida que se instalen tubos de mayor diámetro.

En las partes altas de la línea de prueba, cambios de dirección y extremos cerrados, se deberá prever la colocación de una adecuada cantidad de elementos de purga de aire (niples con válvulas), los que permitirán la eliminación del aire que puede introducirse accidentalmente, así como el que trae el agua en disolución.

e.2 **INICIO DE LA OPERACION DE PRUEBA**

Con las válvulas de purga abiertas, se procederá a llenar el agua siempre por la parte baja de la línea; la operación se hará

lentamente con un caudal del orden de 1/20 ó 1/15 del normal previsto. Esta precaución es indispensable para dar tiempo al aire a acumularse en los puntos altos de la línea, para que finalmente pueda escapar a través de las válvulas instaladas.

### e.3 PRUEBA DE PRESION HIDRAULICA

La norma general para la presión de prueba es la de aplicar una presión igual a 1.5 veces la presión nominal o clase del tubo de PVC.

Excederse con el aumento de presión no mejora las condiciones de funcionamiento y sí en cambio puede dar lugar a sobrefatigas de los materiales constitutivos del sistema.

Al llegar a presiones de 50, 80, 100, 150, 200, 250 lbs/pulg<sup>2</sup> aproximadamente, deberá efectuarse purgas de aire, tanto en la bomba, como en los puntos donde hay válvulas para efectuarlas. Una vez que se llega a la presión especificada, se dejará de bombear.

La presión de prueba debe mantenerse durante el tiempo necesario para observar y comprobar el trabajo eficiente de todas las partes de la instalación.

### e.4 PRUEBA DE FUGAS

El objeto de esta prueba es el de comprobar la impermeabilidad de la línea, incluyendo todas sus uniones y accesorios.

La norma general para la prueba de impermeabilidad es aplicar la presión máxima de servicio. La presión se debe mantener constante durante toda la prueba.

Se estima que la probable fuga en el tramo a prueba no debe exceder la cantidad especificada en la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N.D \sqrt{P}}{410 \times 25}$$

Donde: F = Pérdida máxima tolerada en una hora, en litros.



D = Diámetro de la tubería en mm.

P = Presión de prueba en m. de agua.

N = Números de empalmes.

Para juzgar las pérdidas o escapes de la instalación se puede usar la tabla siguiente, en la cual se dan pérdidas máximas permitidas, en litros, por una hora, de acuerdo al diámetro de tubería, en 100 empalmes.

V = Valores en litros para N=100 empalmes.  
en 1 hora

DIAMETRO NOMINAL	PRESION DE PRUEBAS DE FUGAS			
	7.5 kg/cm <sup>2</sup> (75 PSI)	10 kg/cm <sup>2</sup> (100 PSI)	15.5 kg/cm <sup>2</sup> (225 PSI)	21 kg/cm <sup>2</sup> (300 PSI)
40 (1 ½")	3.30	4.00	4.85	5.65
50 (2)	4.20	5.00	6.05	7.10
65 (2 ½)	5.50	6.50	7.90	9.20
75 (3)	6.30	7.90	9.10	11.60
100 (4)	8.39	10.05	12.10	14.20
150 (6)	12.59	15.05	18.20	21.50
200 (8)	16.78	20.05	24.25	28.40
250 (10)	20.98	25.05	30.30	35.50
300 (12)	25.17	30.05	36.05	42.60

Los empalmes que muestren fugas de agua, deben desmontarse y hacerse de nuevo.

Durante la prueba de la tubería es importante comprobar la impermeabilidad de las uniones, para lo cual se deben dejar las uniones descubiertas.

La altura de relleno por encima de la tubería, en el momento de la prueba, no debe ser menor de 40 cm. por cada 10 atm. (10.33 kg/cm<sup>2</sup>) de presión de prueba. Para una prueba

de 10 atm. el relleno inicial de 30 cm. se debe aumentar, entre las extremidades de los tubos hasta completar 40 cm.

Una vez hechas las reparaciones que indican las pruebas, éstas se deben repetir para dejar definitivamente comprobada la tubería y proceder a completar el relleno de la zanja. Es muy buena práctica rociar abundantemente con agua las últimas capas de material con lo cual se logra mejor compactación del material.

#### **e.5 RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJAS**

El relleno debe seguir a la instalación de la tubería tan cerca como sea posible, así se disminuye el riesgo que la tubería sufra el impacto de piedras. Se elimina la posibilidad de inundaciones de la zanja y se evitan movimientos de la línea debido a derrumbes que pueden ocurrir.

Los fines esenciales de un buen relleno pueden resumirse así:

- 1) Proporcionar un lecho apropiado para la tubería y compactación.
- 2) Proporcionar por encima de la tubería una capa de material escogido que sirva de amortiguador al impacto de las cargas exteriores.

El Ingeniero Inspector debe supervisar cuidadosamente esta operación para evitar el simple empuje del material de excavación hacia la zanja.

#### **e.5.1 EJECUCION DEL RELLENO Y APISONADO**

Primero se debe formar el lecho o soporte de la tubería. El material usado debe ser "escogido" (libre de piedras grandes y de calidad adecuada). No usar tierra vegetal o de detrito.

El relleno y apisonado inicial comprende el material que se arroja en el fondo de la zanja y hasta una altura de 30 cm. por encima de la tubería.

El material para el relleno inicial debe extenderse en capas de 10 cm. de espesor, y apisonarse muy bien antes de echar la próxima capa. Recordar que el material debe quedar correctamente consolidado debajo de la tubería y las uniones y entre la tubería y las paredes de la zanja.

Humedecer el material de relleno en la primera capa de 10 cm. para conseguir mejor consolidación.

#### **e.6 TUBERIA EN PENDIENTE**

El relleno y apisonado de las zanjas en terrenos inclinados se debe ejecutar con especial cuidado. Hasta tanto el terreno no se haya consolidado completamente, habrá una tendencia a que el agua subterránea, o fugas, corran a lo largo del material más suelto, lo cual puede ocasionar una falla en el soporte de la tubería. Para reducir esta posibilidad, el relleno de las zanjas en pendiente se debe hacer por capas de 10 cm. muy bien apisonadas, hasta llegar al nivel primitivo del terreno.

El anclaje en terrenos con pendientes pronunciadas es necesario en todos los casos, para evitar no sólo el deslizamiento del material, sino el peso de la tubería sobre sí misma.

#### **f) CONEXIONES DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO PARA TUBERIA DE PVC**

Para la ejecución de las conexiones domiciliarias en la tubería de PVC se utilizan las abrazaderas, que pueden ser de PVC, de resina acetálica o de fierro fundido; especialmente diseñadas para matrices de PVC.

Las abrazaderas usadas en matrices de asbesto-cemento no sirven en tuberías de PVC debido a que el diámetro exterior del tubo de PVC es distinto al del tubo de asbesto-cemento.

#### **f.1 INSTALACION DE LAS ABRAZADERAS**

La empaquetadura de jebe que se usa en las

abrazaderas debe quedar correctamente sentada sobre la tubería. La superficie del tubo debe limpiarse y lijarse ligeramente para permitir mayor adherencia de la abrazadera y sus partes.

No es necesario apretar demasiado los tornillos de las abrazaderas de fierro fundido. El empaque de caucho debe quedar comprimido uniformemente y con moderación.

Las abrazaderas de PVC son de un diseño tal que permiten su encaje exacto alrededor del tubo de PVC, sin el temor de comprimirlo por efectos del ajuste.

Por otro lado, existe en el mercado las abrazaderas de resina acetálica cuyo sistema de ajuste a base de tuercas, no permite sobrepasar ciertos rangos de presión al torque. De esta manera, se asegura una buena instalación sin dañar el tubo.

### **f.3 PERFORACION DEL TUBO**

La ejecución de la perforación del tubo matriz de PVC puede efectuarse bajo dos circunstancias, cuando la tubería está aún vacía sin servicio, o cuando se encuentra en operación con presión de agua. En estos casos puede procederse de la siguiente manera:

#### **a) En tubería sin servicio.**

La perforación de la matriz en seco se puede realizar con un berbiquí o un taladro con broca tipo madera o mediante una cañería de cobre de igual diámetro a la perforación que se desea realizar. Esto último se efectúa calentando la cañería de cobre con un soplete para luego introducirla en la matriz de PVC, posteriormente se emparejan los bordes de la perforación con una escorquina de media caña.

En ningún caso se debe perforar la matriz golpeando con algún elemento puntiagudo, debido a que la perforación resultante no tendrá una sección regular y además existe el riesgo de romper el tubo.

#### **b) En tubería en servicio.**

En caso de tener que perforar un tubo de

PVC conformante de una línea matriz con presión de agua, la operación se efectúa con herramientas especiales tipo Muller, la que perfora el tubo a través de la válvula "corporation" insertada en la abrazadera de derivación previamente instalada.

#### 13.4.2 Especificaciones Técnicas para la instalación de la red de alcantarillado (tubería de CSN).

##### a) INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO SIMPLE Y REFORZADO PARA ALCANTARILLADO

###### a.1 TRAZO

El trazo de los colectores se hará teniendo en cuenta que el espacio mínimo libre entre la línea de propiedad y el borde de la zanja previsto será de 2 m.

El trazo o alineamiento, gradientes, distancias y otros datos deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del Proyecto oficial. Se hará replanteo previa revisión de la nivelación de calles y verificación de los cálculos correspondientes. Cualquier modificación de los perfiles por exigirlo así las circunstancias de carácter local, deberán recibir previamente la aprobación oficial.

Las tuberías de desagüe no podrán colocarse a menos de 2.50 m. de distancia de las tuberías de agua, ni menos de 2.00 m. de la línea de propiedad.

###### a.2 EXCAVACION DE ZANJAS

La excavación de terrenos considerada para la excavación de zanjas, es la siguiente:

###### Terreno normal

Es aquel de naturaleza arcillosa, arenosa, arcillo-arenosa, cascajo-arenosa, y en general aquel de características blando o compacto, sean secos o con agua.

###### Terreno Saturado

Es aquel cuyo drenaje exige un bombeo

ininterrumpido con caudal superior a 1 lps, por 10 ml de zanja o por 10 m<sup>2</sup> de superficie.

#### **Terreno de roca**

Es aquel que exige para su excavación el empleo de explosivos, martillo mecánico, cuñas y palancas.

Específicamente es aquel que presenta roca viva compactada o aquel formado por lecho de rocas o cantos rodados donde cada pieza tiene un volumen mayor de 300dm<sup>3</sup>. Incluye al terreno denominado "Roca Descompuesta".

#### **Terreno Conglomerado**

Es aquel de naturaleza aluvial, cuyos elementos ligados pueden ser rocas de diferentes volúmenes y cuya excavación hace necesario el empleo de elementos mecánicos, cuñas, palancas y otras herramientas análogas.

El Contratista verificará en el terreno la clasificación de los metrados, para confeccionar los Precios Unitarios de su Propuesta.

La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal que se tenga un enterramiento mínimo de 1 m. sobre las campanas de las uniones.

El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que exista un juego de 0.15 m. como mínimo y 0.30 m. como máximo entre la cara exterior de las campanas y la pared de la zanja. Las dimensiones standard son las siguientes:

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales entibándolas convenientemente siempre que sea necesario; si la calidad del terreno no lo permitiera se les dará los taludes adecuados.

En general, el Contratista podrá no realizar apuntalamientos o entibaciones si así lo autorizase expresamente el Ingeniero Inspector, pero la circunstancia de habersele otorgado esa autorización no le eximirá de responsabilidad si ocasionara perjuicios, los cuales serían siempre de su cargo.

Los entibados, apuntalamientos y soportes

que sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberán ser provistos, erigidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que pudiera de alguna manera averiar el trabajo, o poner en peligro la seguridad del personal, así como las estructuras, propiedades adyacentes o cuando lo ordene el Ingeniero Inspector.

DIAMETRO		ANCHO DE LA ZANJA	
		ENTIBADA	SIN ENTIBAR
CMS	PULG	CMS	CMS
15	6	90	60
20	8	100	70
25	10	100	70
30	12	110	80
36	15	120	90

DIAMETRO		ANCHO DE LA ZANJA	
		ENTIBADA	SIN ENTIBAR
CMS	PULG	CMS	CMS
46	18	130	100
53	21	140	110
61	27	150	120
68	30	165	135
76	33	175	145
84	36	185	155
91	46	195	165
107	48	220	190
122	54	245	215

- El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme y en todos los conceptos aceptable como

fundación para recibir el tubo.

En caso de suelos inestables, éstos serán removidos hasta la profundidad requerida y el material removido será reemplazado con piedra bruta, y luego se ejecutará una base de hormigón arenoso apisonado, de 0.30 m de espesor o concreto  $F'c = 80 \text{ kg/cm}^2$ , de 0.20m, según lo requiera las condiciones del terreno o lo determine el Ingeniero Inspector, y será ejecutado conforme al diseño. Los gastos extraordinarios que se produzcan por esta operación, serán valorizados aparte, previa constatación por los Ingenieros

Inspectores, si estas circunstancias no fueran consideradas en las partidas correspondientes del metrado o en la Memoria del Proyecto. El fondo de la zanja se nivelará cuidadosamente, conformándose exactamente a la rasante correspondiente del Proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 0.30m de la base de hormigón. Los excesos de excavación en profundidad hechos por negligencia del Contratista serán corregidos por su cuenta, debiendo emplear hormigón de río, apisonado por capas no mayores de 0.20m de espesor de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos igual a la del terreno adyacente.

En la apertura de las zanjas se tendrá buen cuidado de no dañar y mantener en funcionamiento las instalaciones de servicios públicos, el Contratista deberá reparar por su cuenta los desperfectos que se produzcan en los servicios mencionados, salvo que se constate que aquellos no le son imputables.

En ningún caso se excavará con maquinarias, tan profundo que la tierra de la línea de asiento de los tubos sea aflojada o removida por la máquina. El último material que se va a excavar será removido con pico y pala, y se le dará al fondo de la zanja la forma definitiva que se muestra en los dibujos y especificaciones en el momento en que se vayan



a colocar los tubos, mampostería o estructuras.

- El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50m de los bordes de la zanja para seguridad de la misma y facilidad y limpieza del trabajo.

En ningún caso se permitirá ocupar las veredas con material proveniente de las excavaciones u otros materiales de trabajo.

- Para la excavación en roca, se entenderá por ROCA, cualquier material que se encuentre dentro de los límites de la excavación que no pueda ser aflojado por los métodos ordinarios en uso, tales como pico y pala, o máquinas excavadoras; sino que para removerlo se haga indispensable a juicio del Inspector, el uso de explosivos, martillos mecánicos, cuña, comba u otros análogos.

- No se pagará como roca aquel material, que a juicio del Inspector no exija necesariamente el uso de explosivos, martillos mecánicos, o cuña y comba, aunque el Contratista considere más expedito su empleo.

- Si la roca se encuentra en pedazos, sólo se considerarán como tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor que 250dcm<sup>2</sup>.

Cuando haya que extraer de la zanja fragmentos de rocas o de mamposterías, que en sitio formen parte de macizos que no tengan que ser extraídas totalmente para exigir las estructuras, los pedazos que se excavan dentro de los límites permitidos, serán considerados como rocas, aunque su volumen sea menor de 250 dcm<sup>3</sup>.

- Cuando el fondo de la zanja sea de roca, se excavará hasta 0.15m por debajo del asiento del tubo y se rellenará luego con arena y hormigón fino. En el caso de que la excavación se pasara más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción de roca será rellenado con material adecuado, aprobado por el Ingeniero Inspector. Este relleno se hará a expensas del

Contratista, si la sobreexcavación se debió a su negligencia u otra causa a él imputable.

- El Contratista deberá tomar las precauciones necesarias a fin de proteger todas las estructuras y personas, y será el único reponsable por los daños en personas o cosa provocadas por el uso de explosivos.

- Los explosivos serán almacenados, manejados y usados según se prescribe en la Ley pertinente.

- No será abierto u tramo de zanja mientras no se cuente en la Obra con la tubería necesaria.

### **a.3 DRENAJE DE LA ZANJA**

En el caso de que la Napa Freática está por encima del fondo de excavación, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- En la operación del drenaje se empleará el método normal de depresión de la napa mediante bombeo directo, para la construcción de todos los colectores que así lo exijan o bien, en los casos que lo requiera se usará la depresión indirecta (WELL POINT).

- Se tendrá especial cuidado de contar con el número y capacidad suficiente de unidades de bombeo para que en el momento de instalación y prueba de los tubos, éstos se encuentren completamente libres respecto de la napa de agua deprimida. Igualmente, se cuidará de efectuar bombeos continuos diurnos y nocturnos para evitar la inundación continuada de las zanjas que lavaría el solado y destruiría la consistencia del terreno del fondo y paredes de la zanja.

- El Contratista será responsable del cuidado, mantenimiento y operación del equipo, y deberá responder de los perjuicios ocasionados por apartarse de las instrucciones mencionadas. Utilizará los servicios de personal competente para el funcionamiento de este Equipo especial.

- El Contratista tomará las medidas

necesarias para asegurar que el agua proveniente del bombeo no produzca aniegos ni inundaciones en la vía pública, ni en las propiedades vecinas.

#### **a.4 TRANSPORTE Y MANIPULEO DE LA TUBERIA**

Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado, evitando los golpes y trepidaciones.

Cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tienen defectos visibles ni presenten rajaduras. Todos los tubos recibidos por el Contratista de fábrica se considerarán en buenas condiciones, siendo desde ese momento de responsabilidad de éste su conservación.

Durante la descarga y colocación dentro de la zanja los tubos no deberán dejarse caer; los tubos dañados aunque estuvieran instalados deberán retirarse de la Obra si así lo dispusiese el Ingeniero Inspector.

#### **a.5 RELLENO DE ZANJAS**

Se comenzará el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas calafateadas de los tubos.

Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo, empleando material escogido, zarandeado y colocado en capas de 0.15m compactadas, para evitar desplazamientos laterales de la tubería.

Luego se rellenará hasta cubrir una altura de 0.30m sobre la tubería con el material extraído finamente pulverizado, libre de piedras, raíces y terrones grandes, por capas de 0.15m regadas y compactadas con pisón mecánico (neumático).

Se completará el relleno de la zanja con el material extraído por capas de 0.15m de espesor máximo, regadas a la humedad óptima, apisonadas y bien compactadas mecánicamente.

Se emplearán rodillos, aplanadoras, apisonadoras tipo rana, u otras máquinas

apropiadas de acuerdo con el material y condiciones que se disponga. Las máquinas deberán pasarse tantas veces como sea necesario para obtener una densidad del relleno no menor del 95% de la máxima obtenida mediante el ensayo de Proctor Modificado.

No debe emplearse en el relleno tierra que contenga materias orgánicas en cantidades deletéreas, ni raíces o arcillas o limos uniformes, no debe emplearse material cuyo peso seco sea menor de 1,600 kg/m<sup>3</sup>.

Tanto la clase del material de relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la Obra.

No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1 m, sobre el lomo del tubo o parte superior del colector de concreto.

Cuando por razones de fuerza mayor, la tubería debe ir tendida sobre la superficie del terreno o tenga un enterramiento sobre la clave del tubo menor de 1m, deberá ser protegida mediante un terraplén de material selecto y adecuado, apisonado. Su sección sera trapezoidal, con la base en la superficie y de acuerdo al diámetro del tubo, su altura será 0.60m, sobre la clave y el ancho en la coronación será igual al diámetro del tubo más 0.60m. Solución que se adoptará en tramos largos y fuera del radio urbano. En longitudes cortas y dentro del radio urbano, la tubería será de FOFO y protegida con un dado de concreto, y de ser requerido, será de concreto armado; de acuerdo al diseño propuesto por el Contratista y aprobado por el Ingeniero Inspector.

#### a.6 BUZONES

El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones que serán los que determinen la nivelación y alineamiento de la tubería. Se dejarán las aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes previstos.

Los buzones serán del tipo standard, con 1.20 m de diámetro interior terminado, contruídos con concreto simple  $f'c=140$  kg/cm<sup>2</sup>, para los muros y fondo, y de 0.15m y 0.20m, de espesor respectivamente. En suelos saturados de agua o en los que a juicio del Ingeniero Inspector sea necesario, el fondo será de concreto armado  $f'c=175$  kg/cm<sup>2</sup> de 0.30 m de espesor, así como los muros, según planos. Llevarán tapa y marco de fierro fundido de primera calidad, de 125 kg de peso total, provisto de charnela y con abertura circular de 0.60m de diámetro; el peso de la tapa será de 70 kg mínimo y el marco de 55 kg, o en todo caso, de concreto armado, las que deberán colocarse según el acápite 5.1.7 de las presentes especificaciones.

Los buzones mayores de 3 m de profundidad deberán tener un espesor de los muros de 0.20 o según el criterio del Ingeniero Inspector.

Los buzones de más de 3 m de profundidad llevarán escalines de perfiles de aluminio.

Los buzones menores de 3 m de profundidad no llevarán escalines y en su lugar se suministrarán escalines de aluminio y en el número que se indique en el metrado respectivo.

El proceso del llenado de un buzón es: Primero los fondos y luego los muros y nunca en forma inversa.

Sobre el fondo se construirán las "medias cañas" o canaletas que permiten la circulación del desagüe directamente entre las llegadas y las salidas del buzón. Las canaletas serán de igual diámetro que las tuberías de los colectores que convergen al buzón; su sección será semicircular en la parte inferior y luego las paredes laterales se harán verticales hasta llegar a la altura del diámetro de la tubería; el falso fondo o berma tendrá una pendiente de 20% hacia él o los ejes de los colectores. Los empalmes de las canaletas se redondearán de acuerdo con la dirección del escurrimiento.

La cara inferior de los buzones será

enlucida con acabado fino, con una capa de mortero en proporción 1:3 de cemento arena y media pulgada de espesor. Todas las esquinas y aristas vivas serán redondas.

En los buzones en que las tuberías no llegan a un mismo nivel se podrá colocar CAIDAS. Cuando éstas sean de más de 1.20m de altura tendrán que proyectarse con ramal vertical de caída y un codo y una "T" o "Y" de FOFO para "media presión".

En los casos que se indique en los planos o lo indique el Ingeniero Inspector, la bajada tendrá una envoltura de concreto  $f'c = 80$  kg/cm<sup>2</sup>.

La fabricación del concreto deberá ajustarse a las normas del Reglamento Nacional de Construcción y al Código A.C.I. 318-83.

#### **a.7 TAPAS Y MARCOS DE CONCRETO ARMADO PARA BUZONES**

##### **ALCANCES**

Las presentes especificaciones se refieren a la fabricación de tapas y marcos de concreto armado para buzones de desagüe.

Las tapas y marcos de concreto que se instalan en servicios públicos de desagües, deberán fabricarse, probarse y aprobarse de acuerdo a lo estipulado en las presentes especificaciones.

La inspección y prueba se realizará por el personal autorizado de SEDAPIURA, siendo su decisión inapelable.

##### **MATERIALES**

- a. Cemento.- Se usará cemento según la Norma ASTM C-150, C-175 ó C-340.
- b. Agregados.- Deberán estar de acuerdo a la Norma ASTM C-33, excepto en lo concerniente a la granulometría la que será la más conveniente para producir concreto durable y resistente, según lo requerido.
- c. Acero.- Responde a la Norma ASTM A-156.

## CONCRETO

El concreto para la fabricación de los marcos y tapas de concreto para buzones será de una resistencia mínima de  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

Se dosificará por peso y obligatoriamente se mezclará a máquina.

En ningún caso la proporción de cemento será menor de 340 kg para hacer un total de un metro cúbico de concreto.

## FABRICACION

El moldeado y compactación se hará por procedimientos mecánicos de vibración y/o compresión que garanticen la total compactación y consecuencia uniformidad del concreto obtenido. El acero de refuerzo tendrá un recubrimiento mínimo de 15 mm.

## CURADO

El curado deberá hacerse obligatoriamente.

El procedimiento de curado será efectuado de tal modo que garantice la maduración total del concreto. En todo caso dicho procedimiento será aprobado por SEDAPIURA.

## DISEÑO

El diseño del refuerzo metálico se hará de acuerdo a lo especificado en la Norma ACI 318, última edición.

Las dimensiones de los marcos y tapas serán los indicados. El peso de la tapa será como máximo de 60 kg y como mínimo de 50 kg.

Las tolerancias máximas permitidas serán:

- a. En dimensiones : + 1.5 mm.
- b. En peso + 5% sobre el peso máximo o mínimo establecido.

Quedará entre tapa y marco un huelgo mínimo de 2 mm entre la circunferencia exterior de la tapa y la circunferencia mayor (superior) de la superficie inclinada del marco, en todo el perímetro de la superficie superior.

La superficie de asiento entre tapas y

marco será tal que permita un apoyo uniforme y total de toda la tapa.

Los marcos serán diseñados para su colocación sobre los techos de buzón con un hueco libre de  $\phi$  600 mm y con aristas interiores redondeadas.

La superficie lateral de contacto en la tapa, tendrá una conicidad mínima de 2 mm medida entre la proyección de la circunferencia mayor y la circunferencia menor.

Las tapas serán de  $\phi$  650 mm con un apoyo en el sentido radial mínimo de 20 mm en todo su perímetro y sus bordes serán protegidos totalmente mediante platina de fierro de 1/8" de espesor.

Deberán llevar 2 huecos de sección apropiada, protegidos por platina de acero en su superficie interior para facilitar su manipulación.

#### REQUISITOS DE RESISTENCIA

Las tapas colocadas en su Marco, deberán soportar una carga mínima de 12,000 kg, aplicada, con una plancha metálica circular de un diámetro de  $\phi$  6", y un grosor de  $\phi$  3" en el centro de la tapa. Entre la plancha y Tapa se colocará un asiento de neopreno de shore 60 y de 1" de espesor.

El marco será previamente colocado sobre una superficie plana sobre una capa de yeso para lograr un asiento uniforme del mismo.

La carga se incrementará gradualmente hasta alcanzar los 12,000 kg exigidos. Se considera haber alcanzado la carga de rotura cuando aumentan las deformaciones sin aumento de carga; cuando se produce una caída brusca en la resistencia o un deterioro irreversible.

La carga exigida equivale a la que produce un camión H-20 S-16, incluyendo impacto y coeficiente de seguridad adoptado por SEDAPIURA.



## **ACEPTACION O RECHAZO**

La aceptación o rechazo de un lote de marcos y tapas está sujeta a la fabricación y a las pruebas que se realicen de acuerdo a las presentes especificaciones:

A) Número y selección de muestras: El fabricante deberá suministrar sin recargo alguno el equivalente al 1% del lote de Marcos y Tapas para ser sometidos a la prueba de resistencia.

El número de estas muestras nunca será menor de 2 unidades.

B) Aceptación o rechazo: El lote será aceptable cuando todas las muestras cumplan con alcanzar la carga de rotura exigida.

Si una muestra falla, le será permitido al fabricante probar 2 muestras adicionales por cada muestra que falló y el lote será aceptable solamente cuando todas estas muestras adicionales cumplan con los requerimientos exigidos.

## **REQUERIMIENTOS GENERALES**

Las tapas deberán llevar una inscripción en bajo relieve que identifique al fabricante con su Registro Industrial y la fecha de su fabricación.

El acabado de la superficie de la tapa no debe ser liso y toda la tapa y marco deberán ser protegidos por asfalto emulsionado.

## **COLOCACION**

La colocación de las tapas y marcos en obra, por usuarios autorizados por SEDAPIURA, se hará de manera que el hueco entre la tapa y marco quede relleno con una lechada de cemento.

### **a.8 COLOCACION Y UNIONES DE TUBERIA PARA DESAGUE**

Las tuberías de concreto para desagüe serán instaladas con los diámetros, trazos y gradientes mostrados en los planos.

Cualquier cambio deberá ser aprobado específicamente por el Ingeniero Inspector.

Los gradientes se darán por algún sistema de precisión autorizado por el Ingeniero Inspector. Sea cual fuere el método usado, se dispondrá en todo momento de las marcas y señales necesarias a fin de poder comprobar la pendiente de la rasante y niveles de la estructura.

El Contratista mantendrá informados a los Ingenieros Inspectores, con una razonable anticipación de sus necesidades para el trazo y gradientes, para que le puedan ser entregadas todas las medidas necesarias para registro y pago con el mínimo de inconveniencia a los Ingenieros Inspectores o demora al Contratista.

No es la intención de demorar la Obra por la ejecución de trazos y gradientes, pero a veces puede ser necesario suspender las operaciones de trabajo por el tiempo razonable que los Ingenieros Inspectores puedan requerir para este propósito.

El Contratista cuidará todos los puntos, estacas, señales de gradientes, mojones y puntos de nivel hechos o establecidos en la Obra y los restablecerá si son estropeados. Se hará cargo de todos los gastos que requiera rectificar la obra instalada impropiamente, debido al no mantenimiento, o no protección o remoción sin autorización de los puntos establecidos, estacas y marcas.

El Contratista resguardará todas las marcas de propiedad existentes y conocidas, monumentos y marcas adyacentes, aunque no sean relativas al trabajo y si es requerido correrá con el costo de establecimiento de ellas, en el caso de haber sido alterados o destruidos.

Durante el transporte y acarreo de la tubería, deberá tenerse el mayor cuidado, evitando los golpes y trepidaciones. Cada tubo deberá ser revisado antes de colocarse para constatar que no tiene defectos visibles ni presenta rajaduras. Al ser colocados en la

zanja no deben dejarse caer, debiéndose usar un procedimiento adecuado para tal operación (sogas, redes, etc).

El fondo de la zanja será cuidadosamente colocado a nivel compactado y relleno como es consignado en los planos y en la especificación Excavación.

La colocación de la tubería comenzará en el extremo inferior de un tramo y proseguirá aguas arriba, toda la tubería se colocará con las campanas hacia aguas arriba. Cada tubería será colocada cuidadosamente y comprobada en alineamiento y gradiente serán hechos refinando o llenando con material granular bajo el cuerpo de la tubería y de ninguna manera se actuará con cuñas o se bloqueará el cuerpo de la tubería.

El alineamiento se hará utilizando cordel en la parte superior de la tubería y al costado de la misma. Los puntos de nivel deber ser colocados con instrumentos topograficos (nivel).

En las juntas con anillos de jebe, las empaquetaduras de jebe serán de tipo anillo O, o sección transversal equivalente aprobada por el Ingeniero Inspector. La empaquetadura no será estirada más de 20% cuando sea colocada en la espiga de la tubería.

En la ejecución de juntas de empaquetadura de jebe, la empaquetadura y el sóquete serán lubricados con una solución de jabón o un lubricante aprobado para empaquetadura de jebe, la empaquetadura será estirada sobre la espiga y colocada exactamente en posición.

Los ajustes en alineamiento y gradiente serán hechos de tal manera que la empaquetadura de jebe comprimido no sea disturbada. Antes de proceder con el relleno, la junta será inspeccionada para determinar si la empaquetadura está en posición apropiada. Si se encuentra la empaquetadura fuera de lugar, la tubería será extraída, se examinará la empaquetadura por cortes o quebraduras.

Si la empaquetadura ha sido dañada, será reemplazada por una nueva antes que la tubería sea enterrada.

#### **a.9 CONSTRUCCION DE EMPOTRAMIENTO PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS**

Los empotramientos para conexiones domiciliarias se colocarán frente a toda casa o parcela donde pueda existir una construcción futura. Los ramales de tuberías se llevarán hasta la acera y su eje estará a 45° del alcantarillado.

La pendiente del ramal no será nunca menor de 1.5% ni mayor de 10% y deberá tener la profundidad necesaria para que la parte superior del tubo de empotramiento pase por debajo de cualquier tubería de agua potable y con una separación mínima de 0.20m.

La profundidad mínima del tubo en la acera será de 0.80 metros, medidos a partir de la parte superior del tubo y la máxima será 2 metros.

#### **a.10 PRUEBA DE LAS TUBERIAS**

Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizarán las pruebas de pendiente, de alineamiento e hidráulica de las tuberías.

La prueba de pendiente se efectuará nivelando fondos, terminados de buzones y nivelando las claves de la tubería cada 10 metros, cuando la pendiente de la línea es más de 3% y cada 5 cuando la pendiente es inferior a 3%

La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o "bola" de sección transversal circular.

La prueba hidráulica se realizará enrasando la superficie libre del líquido con la parte superior del buzón, aguas arriba del tramo en prueba y taponando la tubería de salida en el buzón aguas abajo.

El tramo se llenará 24 horas antes de la prueba, a fin de que las tuberías no pierdan el líquido por saturación de sus poros y así poder detectar las fugas por uniones o en el cuerpo de los tubos y tener lecturas correctas en el nivel de agua del buzón en prueba.

Durante la prueba, la tubería no deberá perder por filtración más de la cantidad permitida a continuación expresada en cm<sup>3</sup>/min/metros, según relación siguiente:

$$K = F.L / P$$

Donde:  $P = V / T$

V = Volumen perdido en la prueba

L = Longitud probada (mts)

T = Tiempo de duración de la prueba (minutos) después de 8 horas de llenado el tramo de la prueba.

K = Coeficiente de prueba.

VALORES DE F

DIAMETRO	PULG	8"	10"	12"	14"	16"
	MM.	200	250	300	350	400
(F) FILTRACION TOLERADA CM <sup>3</sup> /MIN/MT		25	32	38	44	50

DIAMETRO	PULG	18"	21"	24"	26"	30"
	MM.	450	533	600	650	780
(F) FILTRACION TOLERADA CM <sup>3</sup> /MIN/MT		57	67	76		

VALORES DE K

VALORES DE K	K > 1	K = 1	K < 1
INTERPRETACION DE LOS VALORES	PRUEBA BUENA	PRUEBA TOLERABLE	PRUEBA MALA

En los dos casos de K=1 y K<1 el Contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla a su costo.

Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas podrá ordenarse el relleno de la zanja y se expedirá por el Ingeniero Inspector el Certificado en el que constará su prueba satisfactoria lo que será requisito indispensable para su inclusión en los avances de obra y valorizaciones.

#### **a.11 MEDIDAS DE SEGURIDAD**

Para proteger a las personas y evitar peligros a la propiedad y vehículos, se deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el progreso de la Obra hasta que la calle esté segura para el tráfico y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el Contratista colocará puentes apropiados para peatones o vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc., deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra.

Cualquier daño sufrido será reparado por el Contratista.

#### **13.5 Relación de planos.**

XIII.1	Redes de distribución primarias y secundarias.
XIII.2	Conexiones domiciliarias de agua potable.
XIII.3	Red general de colectores.
XIII.4	Diagrama de flujos
XIII.5	Conexiones domiciliarias de agua potable y alcantarillado.
XIII.6-23	Perfiles longitudinales
XIII.24	Detalles de conexiones domiciliarias
XIII.25	Buzones típicos de alcantarillado.

## B I B L I O G R A F I A

ROTARY CLUB DE PAITA (Set. 1991), Guía Histórico Turístico de Paita. Paita - Perú.

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PAITA (Set. 1992), Plan Integral de Desarrollo Municipal de la Provincia de Paita 1993 - 1995. Caracterización de la Provincia de Paita.

DURAN QUEROL, Rodolfo (1992), "Microzonificación para la prevención y mitigación de desastres de la ciudad de Paita". Tesis de Grado para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú.

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PAITA (1993), Expediente de la Zona Franca Industrial. 1990

FARIAS ZEGADA, Clara Marina (1993), "Balance Hídrico Superficial de la cuenca del río Chira". Tesis de Grado para optar el título de Ing. Civil, Universidad Particular de Piura. Piura - Perú.

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA (SENAMHI), Registro de descargas medias mensuales en el río Chira 1937-1985.

ATLAS DEL PERU, Instituto Geográfico Nacional.

ORGANISMO REGIONAL DE DESARROLLO DE PIURA Y TUMBES ORDENORTE, Proyecto Especial CHIRA-PIURA, 1981. Piura, Perú.

CEPIS, Manual DTIAPA Nro. E-1. Conocimientos básicos para supervisores de sistemas de agua potable y alcantarillado. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), Agosto 1984. Lima, Perú.

UNIVERSIDAD DE PIURA, Estudio de mecánica de suelos reservorio y cisterna de Paita. Laboratorio de Estructuras y Ensayo de Materiales de Construcción de la Universidad de Piura (UDEP). Junio 94. Piura, Perú.

CEPIS, Manual DTIAPA Nro E-2. Supervisores de plantas de tratamiento de agua. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), Febrero 1985. Lima, Perú.

MASKEW FAIR, Gordon; CHARLES GEYER, John; ALEXANDER OKUN, Daniel. INGENIERIA SANITARIA Y DE AGUAS RESIDUALES. Vol. 3. Edit. Limusa S.A. 1987. México, D.F.

GARCIA ALVARADO, Francisco; Proyecto de optimización del abastecimiento de agua potable a la ciudad de Paita y localidades anexas. Abril 1994. Piura, Perú.

CORPORACION DEPARTAMENTAL DE DESARROLLO DE PIURA-CORPIURA. Mejoramiento de servicio de agua potable de Paita. SENAPA. Diciembre 1982.

CEPIS, Manual DTIAPA Nro C-14. Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), Octubre 1985. Lima, Perú.

CEPIS, Evaluación de riesgos para la salud por el uso de las aguas residuales en la agricultura. Aspectos microbiológicos. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), Vol. 1. Diciembre 1990. Lima, Perú.

AROCHA R., Simón. ABASTECIMIENTOS DE AGUA TEORIA Y DISEÑO. Edt. Vega SRL. Edición 1. 1980. Madrid, España.



CAMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCION (CAPECO). Reglamento nacional de construcciones. Edic. 9. Julio 1992. Lima, Perú.

COOPERACION TECNICA R.F.ALEMANA Y CEPIS, Modulos para capacitacion de personal de servicios de abastecimiento de agua en países en desarrollo. 1988. Lima, Perú.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y MEDIO AMBIENTE, CEPIS. REDES DE ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO. Manual Técnico 1. Julio 1987.

CONSEJO NACIONAL DE PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE PARA LA SALUD (CONAPMAS), Evaluación del impacto ambiental. Divulgación Técnica. Documento Nº 2. Diciembre 1989. Lima, Perú.

SAENZ FORERO, Rodolfo. DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES, CONTAMINACION Y PROTECCION DE FUENTES DE AGUA. Hojas técnicas de resumen del 1er. Curso Taller de diseño, construcción, operación, evaluación y mantenimiento de lagunas de estabilización. Agosto 1994. Lima, Perú.

SANIPLAN-AMSA, Programa de mejoramiento del sector saneamiento básico. Subprograma de mejoramiento institucional y operativo de la empresa SEDAPIURA. Agosto 1994. Piura, Perú.

LEON S., Guillermo; Olivas A., Gustavo. Proyecto de planta de tratamiento de desagües de EMAPA-Tacna. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). Abril, 1994.

## ABREVIATURAS

UNI	Universidad Nacional de Ingeniería.
UDEP	Universidad Particular de Piura.
CEPIS	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.
OMS	Organización Mundial de la Salud.
MPP	Municipalidad Provincial de Paita.
SEDAPIURA	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Piura.
OREI-PIURA	Oficina Regional de Estadística e Informática.
INEI	Instituto Nacional de Estadística e Informática.
DHNMGP	Dirección de Hidrología Nacional, Meteorología y Geografía del Perú.
ZOFRI-PAITA	Zona Franca Industrial de Paita.
S.E.P.T.	Sistema Eje Paita-Talara.
S.R.L.C.C.	Sub Región Luciano Castillo Colonna.
ENACE	Empresa Nacional de Edificaciones.
IMARPE	Instituto del Mar del Perú.
PEA	Población Económicamente Activa.
PBI	Producto Bruto Interno.

## ABREVIATURAS

Pob.	Población
l/s o lps	Litros por segundo.
m.c.a.	Metros de columna de agua.
HDT	Altura dinámica total.
$Q_b$	Caudal de bombeo.
H	Altura.
HP	Potencia del motor.
t	Tiempo.
°C	Grados centígrados.
V	Velocidad.
Vol.	Volumen.
S	Pendiente.
P	Presión.
ml	Mililitros.
m/s	Metros por segundo.
mt <sup>3</sup>	Metros cúbicos.
DBO <sub>5</sub>	Demanda bioquímica de oxígeno al 5° día.
mt <sup>3</sup> /día	Metros cúbicos por día.
CF/100 ml	Número de coliformes fecales por 100 ml.
H <sub>r</sub>	Pérdida de carga por fricción.
φ	Diámetro.
π	Pi (3.1416)
e	Número de euler.
n	Coeficiente de rugosidad.
C	Constante de Chezy.
"	Pulgadas.
mg/l	Miligramos por litro.
UT	Unidades de turbidez.
UC	Unidades de color.