

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Ambiental



“Proyecto de Rehabilitación de los Sistemas de Alcantarillado, Línea de Impulsión y Lagunas de Estabilización de las Ciudades de Piura y Castilla” - Dpto. Piura

TESIS DE GRADO

Para optar *el* Título Profesional de:

Ingeniero Sanitario

ALFREDO ACRUTA SANCHEZ

Prom. 83 - 1

ANDRES MERA BERRIOS

Prom. 83 - 2

Limo - Perú

1985

I N T R O D U C C I O N

Los conocimientos obtenidos en la especialidad de Ingeniería Sanitaria, han servido para sentir cuan importante es contar con un servicio de agua potable y alcantarillado, que mantenga las condiciones de salubridad para favorecer el desarrollo socio económico de la población.

Al interrumpirse el sistema integral de alcantarillado de la ciudad de Piura a causa de fenómenos imprevisibles, como la fuerte precipitación pluvial del año 1983, se hace necesario tomar medidas de emergencia a corto plazo, así como hacer un proyecto de rehabilitación del sistema.

El presente proyecto lo hemos realizado al estar en el lugar del desastre efectuando tareas de evaluación de los daños como inspección de las obras, por todo ello hemos escogido el referido tema: "Rehabilitación del Sistema de Alcantarillado Piura y Castilla".
Línea de Impulsión, Lagunas de Estabilización que con ayuda de nuestro distinguido Asesor ha sido posible plasmarla en realidad, anhelo que todo egresado aspira, es decir culminar su meta en el alma mater obteniendo el título de Ingeniero Sanitario.

Los autores

INDICE GENERAL

CAPITULO I

GENERALIDADES

Página

1.1	Objetivos y Alcances	1
1.2	Documentos Básicos	1
1.3	Trabajos realizados	2

CAPITULO II

INFORMACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE REHABILITACION

2.1	Características de la Localidad	3
2.2	Situación Geográfica	3
2.3	Topografía y Geología	3
2.4	Clima, Parámetros Climatológicos e Hidrología.	5
2.4.1	Clima	5
2.4.2	Parámetros Climatológicos	5
2.4.2.1	Temperatura	
2.4.2.2	Humedad Relativa	
2.4.2.3	Precipitación	
2.4.2.4	Viento	
2.4.3	Hidrología	6
2.4.3.1	Río Piura	
2.4.3.2	Régimen de Esguerrimiento	
2.4.3.2.1	Presentación - de datos relativos a desearga.	
2.4.3.2.2	Análisis de Máximas descargas	
2.5	Vías de Comunicación	19
2.6	Condiciones Sanitarias	19

	<u>Página</u>
2.7 Situación y características Socio-Económicas	21
2.7.1 Salud	21
2.7.2 Vivienda	21
2.7.3 Educación	26
2.7.4 Situación Socio-Económica	26
2.7.5 Aspectos Urbanísticos	26

CAPITULO III

SISTEMA EXISTENTE DE ALCANTARILLADO DE- PIURA Y CASTILLA

3.1 Redes Colectoras	27
3.2 Cámaras de Reunión y Bombeo	29
3.2.1 Zona de Disposición "A"	31
3.2.2 Zona de Disposición "B"	31
3.3 Línea de Impulsión y Tratamiento	31
3.4 Conexiones Domiciliarias	33
3.5 Análisis de Daños en el Sistema- de Alcantarillado	36

CAPITULO IV

CONSIDERACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE REHABILITACION

4.1 Período de Diseño	40
4.1.1 Factores que determinaran el periodo de diseño	40
4.1.2 Factor de orden Poblacional	41
4.1.3 Factor de orden económico	41
4.1.4 Factor de orden financiamiento.	42
4.1.5 Periodo de diseño	42
4.1.6 Etapas de Ejecución	43
4.2 Población	43

	<u>Página</u>
4.2.1 Estado Actual	44
4.2.2. Factores que determinan el Crecimiento	45
4.2.3 Estado Futuro	45
4.2.3.1 Métodos Matemáticos	
4.2.3.2 Métodos Gráficos	
4.2.4 Estudio de Alternativas	55
4.3 Densidad de Población y Areas de - Expansión	56
4.3.1 Areas de Expansión	58
4.3.2 Población a servir	59

CAPITULO V

ESTUDIO DE DOTACION DEL AGUA

5.1 Tipos de Consumo	60
5.2 Factores que determinan el Consumo	60
5.2.1 Importancia de la ciudad	61
5.2.2 Características de la ciudad	61
5.2.3 Costo del agua	61
5.2.4 Metereología	61
5.2.5 Tamaño de la Comunidad	61
5.2.6 Otros Factores	62
5.3 Determinación del Consumo medio o - dotación ^b del agua	62
5.3.1 Normas de diseño en nuestro - Medio	63
5.3.2 Cantidad de agua necesaria	63
5.3.2.1 Consumo Doméstico	
5.3.2.2 Consumo Público	
5.3.2.3 Consumo Comercial e- Industrial	
5.3.2.4 Fugas y desperdicios	

	<u>Página</u>
5.3.3 Población Servida con Conexiones domiciliarias	65
5.3.3.1 Consumo promedio total Anual..	
5.3.3.2 Consumo promedio por - Categorías	
5.4 Variaciones de Consumo	71
5.4.1 Consumo promedio diario anual	71
5.4.2 Variaciones diarias	72
5.4.3 Variaciones horarias	73
5.4.4 Coeficiente de Refuerzo	74
5.5 Caudales de Diseño	74

CAPITULO VI

OBRAS PROYECTADAS

6.1 Aspecto Sanitario	75
6.2 Planteamiento General	75
6.3, Concepto y definiciones	78
6.4 Sistemas de alcantarillado	81
6.5 Elección al sistema a usar	82
6.6 Hidráulica de alcantarillado	84
6.6.1 Fórmulas Prácticas para conductos circulares libres	84
6.6.2 Elementos hidráulicos de conductos circulares parcialmente llenos	87
6.7 Determinación del Caudal a Evacuar	89
6.7.1 Población Servida	89
6.7.2 Etapa de Ejecución	92
6.7.3 Caudales de contribución al Sistema	92
6.7.3.1 Cálculo del caudal de aporte	

	<u>Página</u>
te al sistema de Ale. por conexiones domici liarías	
6.7.3.2 Caudal de infiltración	
6.8 Descripción del Problema y Planteamien to de Alternativas	100
6.8.1 Medidas de EMergencia	102
6.8.1.1 Control de Insectos	
6.8.1.2 Control de Roedores	
6.8.1.3 Calidad del agua	
6.8.2 Evaluación y Reparación del tra mo afectado	105
6.8.3 Servicio de EMERgencia	105
6.9 Subsistemas Rehabilitados y Proyectados	107
6.10 Areas y Caudales de Contribución de los Sistemas de Alcantarillado de Piura y - Castilla	108
6.11 Secuencia para el Diseño y Construcción de las Obras de Rehabilitación	108
6.11.1 Primera parte del Proyecto	111
6.11.1.1 Primera Fase	
6.11.2 Segunda Parte del Proyecto	112
6.11.2.1 Segunda Fase	
6.11.2.2 Tercera Fase	
6.12 Diseño del Subsistema Castilla-4	112
6.12.1 Situación Actual	112
6.12.2 Bases de Diseño	113
6.12.2.1 Generalidades	
6.12.2.2 Variaciones de Consumo	
6.12.3 Obras Proyectadas	114
6.12.3.1 Colectores Primarios y de Relleno	

6. 12.3.2	Línea de Impulsión	
6.12.3.3	Estaciones de Bombeo	
6. 13	Subsistemas Castilla 1,2,3, y 5	133
6. 14	Factibilidad de Obra	138
6. 14.1	Acuífero freático	138
6. 14.2	Entibados	138
6.14.3	Drenaje de zanjas	142
6.14.4	Pilotaje y Conformación de Fondos	146
6. 14.5	Tipo de tubería	146
6. 14.6	Aliviaderos de Aguas de Lluvia	147
6. 15	Composición de las Aguas Servidas	149
6.15.1	Materia Orgánica	149
6.15.2	Materia Mineral	152
6.15.3	Gases y Materiales Volátiles	153
6.15.4	PH	154
6.15.5	Microorganismos	154
6. 16	Demanda Bioquímica de Oxígeno	155
6.16.1	Expresión Matemática de la D.B.O.	156
6.16.2	D.B.O. a los 5 días	158
6.16.3	Efectos de la temperatura en la D.B.O.	159
6. 16.4	Periodo de Retención	161
6.17	Lagunas de Estabilización	162
6.17.1	Generalidades	162
6.17. 1.1	Factores Físicos	

	<u>Página</u>
6.17.1.2 Factores Biológicos	
6.17.1.3 Factores Químicos	
6.17.2 Tipos de Lagunas	167
6.17.2.1 Lagunas en serie y paralelo	167
6.17.3 Formas de Lagunas, Dispositivos de entrada, salida, Interconexión y Estructuras de medición	168
6.17.4 Criterios de Diseño	170
6.17.5 Parámetros de Diseño, Ciudad de Piura y Castilla según Modelo del CEPIS	179
6.17.6 Operación y Mantenimiento	185
6.18 Diseño de Estructuras de Entrada, Interconexión y salida de Lagunas de Estabilización	188
6.18.1 Estructura de Entrada	188
6.18.2 Estructura de Interconexión	189
6.18.3 Estructura de Salida	189

CAPITULO VII

ESPEDIENTE TECNICO

7.1 GENERALIDADES	193
7.2 Especificaciones	194
7.2.1 Instalación de tuberías de Concreto para Alcantarillado	194
a.-) Movimiento de Tierras	194
- Ecavación de zanjas	
- Nivelación de Fondos	

	- Drenaje y Entibado	
	- Relleno y Pisoneo de la zanja.	
b.-)	Tuberías	198
	- Generalidades	
	- Tipo de Unión	
	- Mezcla y Materiales	
	- Inspección en Fábrica	
	- Curado de los Tubos	
	- Prueba de Impermeabilidad	
	- Prueba de Rotura	
	- Ensayo o Presión Hidrostática.	
	- Colocación de Tubería	
	- Construcción de Buzones	
	- Comprobación en obra	
7.3	Instalación de Tubería de Asbesto-Cemento- para Línea de Impulsión	212
a.-)	Línea de Tubería en la zanja	212
b.-)	Movimiento de Tierras	213
	- Excavación de zanja	
	- Nivelación de Fondos	
	- Relleno y Pisoneo de zanjas	
	- Instalación de la Tubería	
	- Prueba Hidráulica	
7.4	Lagunas de Estabilización	220
I	.- Limpieza y Desforestación	
II	.- Excavación y Explanación	
III	.- Préstamos	
IV	.- Terraplenes	
V	.- Compactación	
VI	.- Afirnado	
VII	.- Estabilizado	
VIII	.- Termitado	
IX	.- Acabado	

	<u>Página</u>
7.5 Costos y Presupuestos en Obras - Sanitarias	226
7.6 Metrados	226
7.7 Análisis de Costos Unitarios	227
7.8 Fórmulas Polinómicas de Reajuste Automático de Precios	227
7.8.1 Fórmula Polinómica de Rea juste	228
7.8.2 Principales Elementos que deben figurar en la Fórmu la	229
7.9 Programación de Obra PERT-CPM	235
- PRESUPUESTO DE LA OBRA	237
- FORMULASPOLINOMICAS DE REAJUSTE	262
- BIBLIOGRAFIA .	

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Objetivo y Alcances:

El objetivo principal del proyecto es rehabilitar el Sistema de Alcantarillado de las ciudades de Piure y Castilla en el Departamento de Piure que sufrieron daños a consecuencia de las lluvias torrenciales que afectaron a todo el norte peruano el año 1983.

El presente trabajo plantea las reparaciones necesarias de los colectores y un reequipamiento de las Cámaras de Bombeo de Desagües que se encuentran en mal estado. Así mismo los desagües del distrito de Castilla serán evacuados mediante una Cámara de Bombeo hacia una Laguna de Estabilización a través de una línea de impulsión para independizar el antiguo sistema integral de Piure y Castilla.

El proyecto consiste en 3 fases, la prioridad de éstas radica en rehabilitar las cámaras de bombeo y las tuberías de alcantarillado, que pertenecen al área de drenaje de éstas, y poner operativo al sistema en el menor tiempo posible.

También se hace un enfoque amplio de las normas o especificaciones de construcción, y la programación de la obra por fases para un control en el momento de ejecutarse los trabajos, aspectos muy importantes a considerar en todo proyecto y obra de la especialidad del saneamiento.

1.2 Documentos Básicos:

Se han utilizado los siguientes documentos:

- Proyecto Integral de Agua Potable ^{...} Alcantarillado de Piuro elaborado por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.
- Plano Básico de Piure, elaborado por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas en Setiembre de 1963.

- Nonnas elaboradas por el Ministerio de Vivienda para los proyectos de Agua Potable y Alcantarillado destinadas a localidades urbanas.
- Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado realizados por la Consultora OSASA.
- Estudio Acuífero del Valle de Piura elaborado por AMSA.
- Censos Nacionales de Población y Vivienda del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos°
- Especificaciones Técnicas de Construcciones del Ministerio de Vivienda •

1.3 Trabajos Realizados:

- Evaluación de los daños sufridos in situ •
- Nivelación topográfica de los colectores deteriorados •
- Trabajo de gabinete.

CAPITULO 11

INFORMACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE REHABILITACION

2.1 Características de la Localidad:

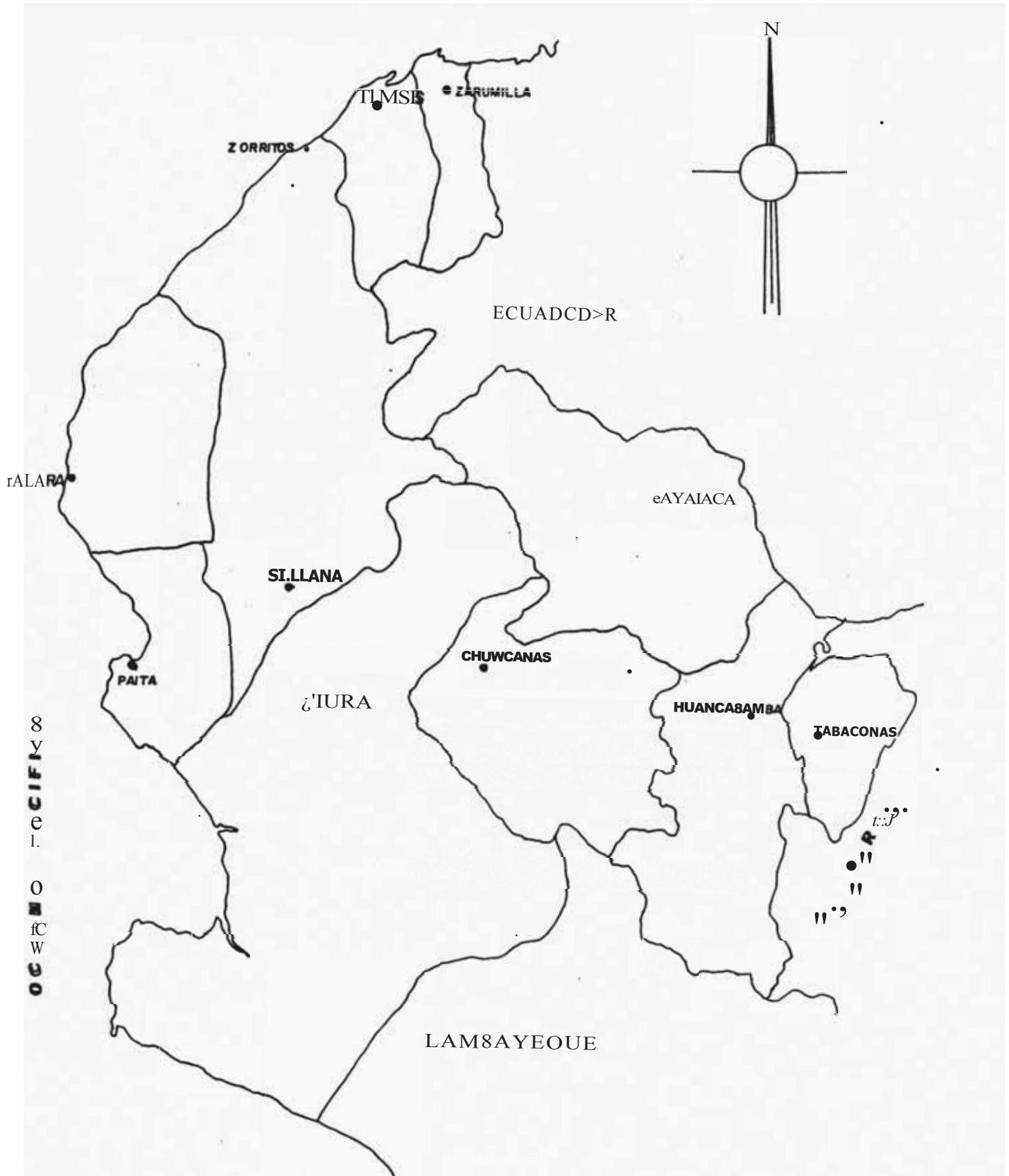
La ciudad de Piura es Capital del Departamento de Piura y Provincia del mismo nombre y está constituida de los distritos de Piura y Castilla a los cuales separa el río Piura, fue la primera ciudad que fundaron los españoles en el año 1532 durante la conquista del Imperio del Tahuantinsuyo.

2.2 Situación Geográfica:

La Ciudad de Piura está ubicada en el Litoral Norte del Territorio Peruano, al Sur de la Línea Ecuatorial, en plena zona tórrida, al Oeste del flanco occidental de la cordillera de los Andes que la atraviesa de Norte a Sur. Sus coordenadas geográficas se sitúan entre los $4^{\circ} 4' 50''$ y $6^{\circ} 20' 10''$ de latitud sur y $79^{\circ} 13' 15''$ hasta los $81^{\circ} 19' 35''$ longitud al oeste del Meridiano de Greenwich; limita por el norte con la provincia de Sullana, por el Sur con el Bajo Piura, por el Oeste con la ciudad de Paita y el Océano Pacífico y al Este con la Provincia de Morropón.

2.3 Topografía y Geología:

La topografía del terreno de la ciudad de Piura es predominantemente plana y pertenece a la franja costera del Departamento y alcanza 200 Km. desde el mar hasta los contrafuertes de la Cordillera Occidental de los Andes y con una elevación del nivel medio del mar 30 metros. La ciudad se encuentra rodeada de zonas desérticas, y debido a las arenas calcinadas existen suelos de origen aluvial, ricos en limo, dentro de lo que se han encontrado indicios de que en épocas geológicas estuvieron cubiertos por bosques de tipo espinoso tropical. Se aprecian tablazos que son antiguas elevaciones de



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

UNI

BACHILLERES:
 ALFREDO ACRUTA S.
 ANDRES MERA B.

los fondos marinos, con reas planas de 30 a 35 Km. de ancho constituida por una mezcla de areniscas y m danos movedizas, donde la acci6n e61ica fonna pronunciados montículos de unos 60 metros de espesor conocidos como "dunas", los mds conocidos son "La Silla de Paita" y la "Brea y Parii'ias" °

2.4 Clima, Par metros Climatolo'gicos e Hidrologra:

2.4. 1 Clima:

Por la ubicaci6n geogr5fica, es decir por encontrarse en plena zona t6rrida, el Sur de la Línea Ecuatorial, el clima de Piura deberfa ser el de tipo tropical, esto es: cdlido, hOmedo, boscoso y de alta preci pitaci6n pluvial; sin embargo, la presencia de la Cordillera Andina y de las Corrientes Marinas: Peruana y del Niño, le dan una caracterfstica diferente, haciéndole sub rido tropical, c61ido y húmedo, con bajos mantos de nubosidad, fina precipitaci6n pluvial o gon1a - en invierno.

En perodos crclicos y por causas aGn no determinadas a excepci6n del desplazamiento de la corriente del Niño, Piura experimenta -- cambios climatolcSgicos sustanciales como alta temperatura, aumento de la evaporaci6n, aumento de la precipitaci6n pluvial, con torrentosas descargas, aumentos de caudal y cambio en los cursos de los ríos, con la consiguiente "1odificaci6n del paisaje natural.

El control de las estaciones climatolc5gicas lo realiza SENAMHI y el Proyecto Especial CHIRA-PIURA, y en la ciudad de Piure principalmente las Estaciones de CORPAC y Miraflores.

2.4.2 Parcfmetros Climatológicos:

2.4.2.1 Temperatura: Las condiciones climatológicas est n influenciadas por la Corriente del Niño la cual ha creado un clima caracterizado por ser subc.1rido, de escasa plu-

pluviosidad y temperatura media de 23° y 25°C.

La variación de la temperatura medio mensual se aprecia en el Cuadro N° 1 y gráfico N° 01.

Temperatura máxima: 27 - 28°C verano
Temperatura mínima : 21 °C invierno

2.4.2.2 Humedad Relativa: De acuerdo al Cuadro N° 11 - 1 y gráfico N° 2, las ciudades de Piura y Castilla presentan las siguientes variaciones de humedad relativa:

Valor máximo : 72%

Valor mínimo : 56%

2.4.2.3 Precipitación: El régimen pluvial de las precipitaciones es muy variado, pudiendo en algunos años ser casi nulos y en presentarse en forma torrencial, el año más húmedo que se tiene registrado corresponde al de 1984, el cual llegó a totalizar 2,273 m.m. (Estación Miraflores) y 2383 (Estación Corpac).

El promedio anual asciende de 143 m.m. a 237 m.m. los que se distribuyen casi exclusivamente de Enero a Mayo. Ver Cuadro N° 11 - 1 y gráfico N° 03 para ilustración.

2.4.2.4 Viento: Los registros de viento revelan predominancia en la dirección Sur con velocidades que fluctúan entre 3 y 4 metros por segundo.

Así mismo la poca nubosidad permite que el porcentaje de horas de sol en la zona sea bastante elevado, alcanzando sus más altos valores entre los meses de Agosto y Diciembre.

2.4.3 Hidrología:

2.4.3.1 El Rro Piura: Importante cuenca colectora de pequeños ríos

CUADRO 11- I

PARAMETROS CLIMATOLOGICOS PROMEDIO DPTO. DE PIURA

Estación	Parámetro	Periodo de Registro	VALORES MENSUALES											
			En.	Feb.	Mar.	Abr.	Mav.	Jun.	Jul.	AQOS	Set.	Oct°	nov.	Dic.
Corpac	Precipitación	1961 3	22.5	16.3	35.8	32.0	22.4	708	1.0	0.0	0.0	3.0	1.0	1.5
	Temperatura	1955 1	27.1	28.0	28.1	27.0	21.1	23.2	22.0	22.0	22.3	22.7	23.5	25.3
	Humedad Relativa	1965,h?	57.0	56.0	58.0	59.0	62.0	65.0	67.0	65.0	65.0	64.0	62.0	59.0
	Dirección Viento	1956 0	s-3.7	s-3.3	s-3.1	s-3.6	s-307	s-3.7	s-3°7	s-4°0	s-4°1	5-4.0	s-3.9	s-3.8
Miraflores	Precipitación	1971 3	34.5	23.9	61.9	65.5	3008	15.3	0°1	0°2	0°4	0.7	1.6	2.1
	Temperatura	1971/78	26.0	27.1	26.8	25.9	23.9	22.1	21.1	20.7	20.8	21.1	22.4	23.9
	HumidCIR-relativa	1971,h?	62.0	62.0	68.0	65.0	69.0	72.0	72.0	71.0	70.0	69.0	67.0	65.0
	Horas de sol	1971 0	21109	182.8	207.4	217.0	225.6	186.8	196.0	215.9	216.3	227.2	218.0	228.6

Precipitación : m.m •
 Temperatura : °C
 Humedad Relativa : °k
 Velocidad Viento : m/seg.

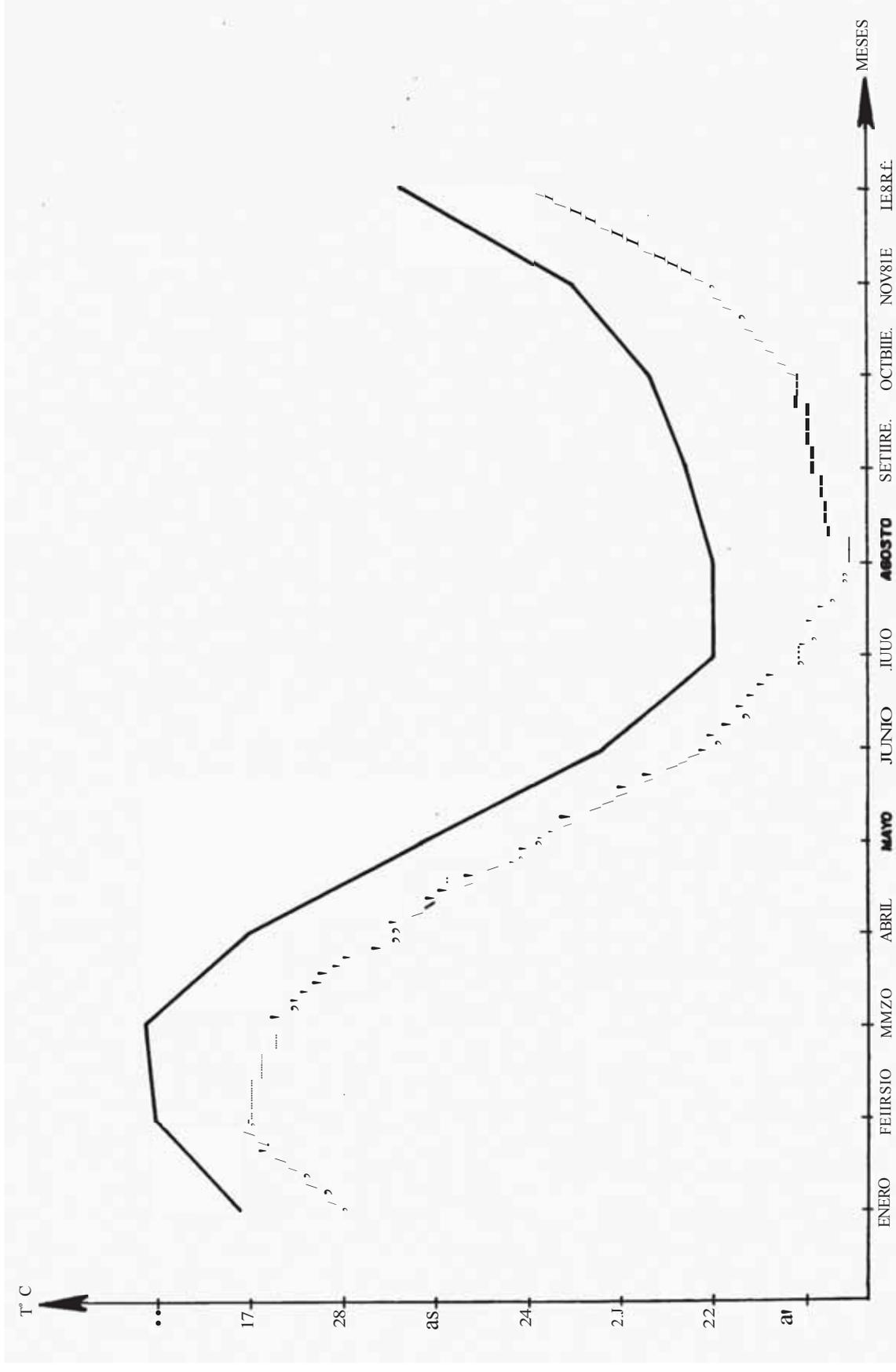


GRAFICO N°1 DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL ANUAL
 PIURA - CASTILLA

--- ESTACION CORPAC 1955 - 1981
 - - - - - ESTACION MIRAFLORES 1971 - 1978

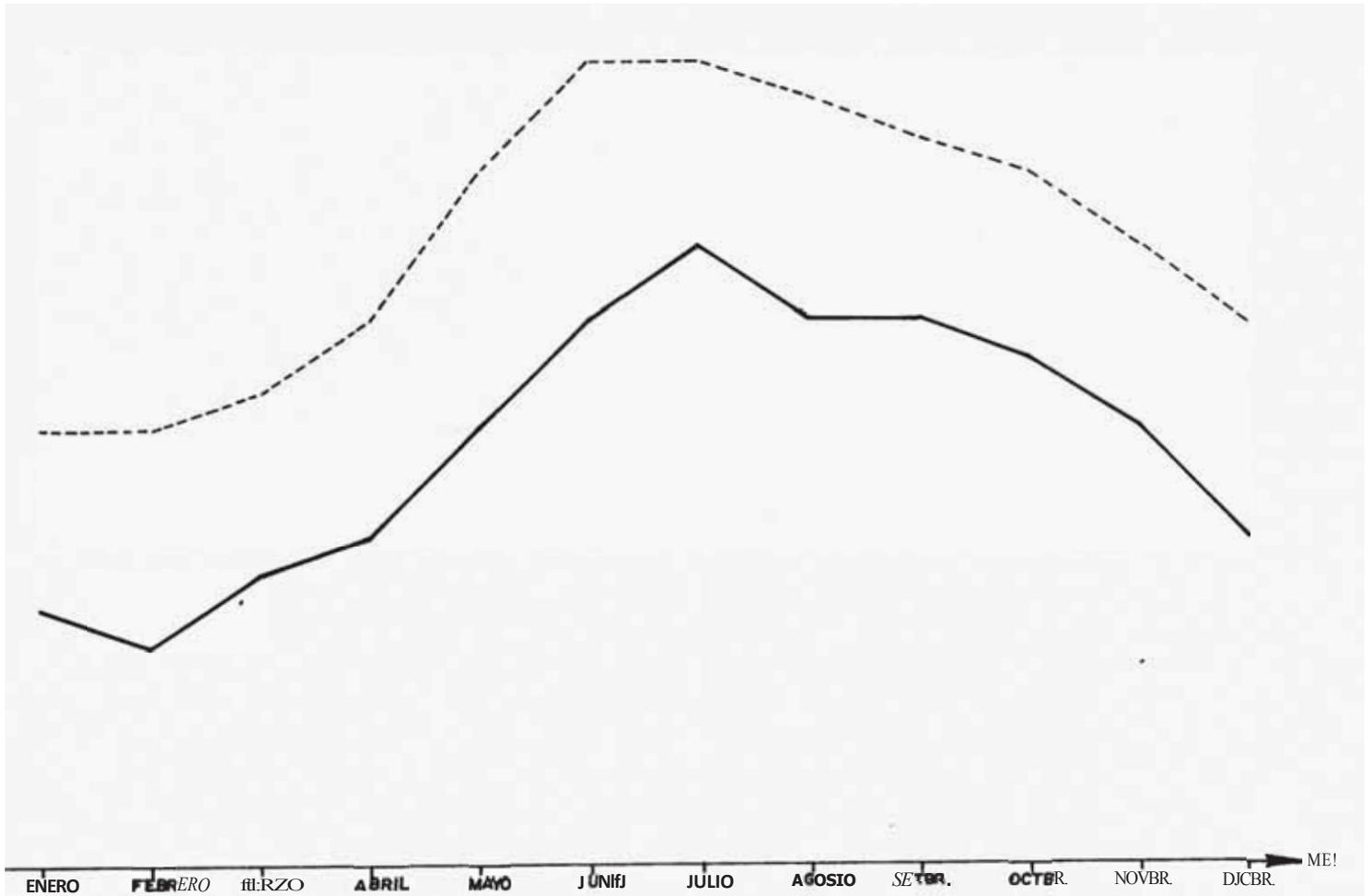


GRAFICO N2 DE HUMEDAD RELATIVA-VALORES PROMEDIOS MENSUALES ANUALES

--ESTACION CORPAC
 - - - - -ESTACION MIRAFLORES

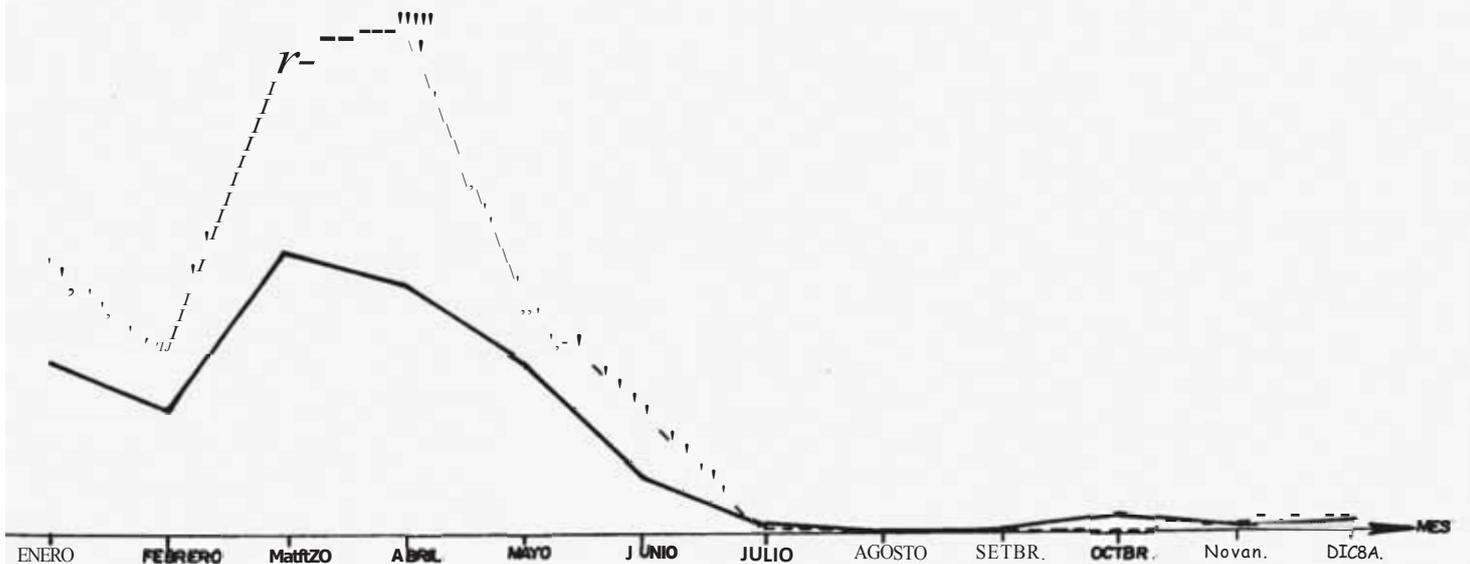


GRAFICO N23 DE PRECIPITACION VALORES PROMEDIOS MENSUAL ANUAL

— ESTACION CORPAC 1963 - 1983
 - - - - -ESTACION MIRAFLORES

y quebrada de la Zona Serrana, con 282 Km² de extensión aproximada, es de régimen irregular, nace en la sierra de Huancabamba con el nombre de río San Martín, al confluir con el río Challpa forman el río Salitral y desde el pueblo de este nombre se denomina Piura, cruzando el territorio de la provincia de Morropón, a su paso irriga la región denominada Alto Piura, luego ingresa a la provincia de Piura para cambiar de rumbo paulatinamente, hacia el oeste a partir del pueblo de Chulucanas, atravesando la zona norte de la provincia para desembocar en el Océano Pacífico cerca de la zona del Bajo Piura en el pueblo de Sechura.

Para conocer el régimen de escurrimiento en el Valle se ha utilizado la información del río Piura medido en la estación Hidrométrica del Puente Nácara, dicha estación dispone de un registro de 26 años comprendidos entre 1958 y 1983.

2.4.3.2 Régimen de Escurrimiento: El río Piura y sus tributarios ofrecen variaciones en sus descargas, tanto anuales como mensuales, tal variación está estrechamente relacionada con el régimen pluviométrico de la zona influenciada directamente por la corriente del Niño.

Para mostrar la variación de la descarga anual se ha preparado en cuadro 11 - 2 en la cual puede apreciarse que la descarga máxima media anual del período considerado (1958 - 1983) corresponde al año 1980 con un caudal de 156.16 m³/seg. (4,924.66 millones de metros cúbicos anuales), la mínima ha sido registrada en los años 1968-1970 donde la descarga fue cero.

En cuanto al régimen mensual de descarga el río Piura y sus tributarios proporcionadas aproximadamente el 86% de su volumen total anual durante el período de Avenidas (de Fe

DESCARGAS MEDIAS MENSUALES EN METROS CUBICOS/SEG. - ESTACION ACARA - RIO PIURA

Año	Enero	Feb.	Marzo	abril	Mayo	Junio	Julio	Agost.	Set°	Oct.	Nov.	Die°	Modulo Anual
1958	8.84	45.63	113.00	49.21	27.14	10.10	3.33	1.69	0.64	0.48	0.28	0.16	21.71
1959	-	28.50	87.31	112.38	30.64	6.61	2.53	2.00	0.81	0.39	-	-	22.60
1960	1.01	10.27	19.88	8.11	2.98	0.77	0.53	0.13	-	-	-	-	9.64
1961	-	8.35	15.30	21.48	2.55	0.89	0.48	0.12	0.01	-	-	-	4.10
1962	-	8.52	23.31	11.73	3.70	0.68	0.21	0.12	0°01	-	-	-	4.02
1963	-	-	3.63	4.58	0.37	-	-	-	-	-	-	-	0.72
1964	-	-	-	3.49	0.59	-	-	-	-	-	-	-	0.34
1965	0.58	-	187.72	258.38	50.22	7.35	1.11	0.75	-	-	-	-	42.26
1966	-	1.24	11.97	2.58	1.59	0.10	0.18	-	-	-	-	-	1.47
1967	-	18.43	17.15	2.27	-	-	-	-	-	-	-	-	3.15
1968	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00
1969	-	-	17.90	33033	2.13	-	-	-	-	-	-	-	4.45
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00
1971	-	0.08	90.25	93052	9.18	3.05	1.46	0.14	0.01	-	-	-	16.47
1972	-	2.20	250.20	115.90	19.50	12.20	5.10	1.40	0.40	-	-	-	34.61
1973	22.40	172.90	142.40	127.10	36.60	11.60	4.00	2.10	0.60	0.30	-	0.50	43.38
1974	2.00	5.50	10.20	0.90	0.10	-	-	-	-	-	-	-	1.56
1975	-	4.70	86.90	66020	13.60	6.20	3.00	1.00	-	-	-	-	15.13
1976	4.30	81.90	127060	84.40	26.80	11.50	4.40	0.90	0.30	0.10	-	-	28.52
1977	0.50	52040	91.00	73.00	39.20	7.50	2.40	0.70	-	-	-	-	22.25
1978	-	-	7.40	16060	1.60	0.20	-	-	-	-	-	-	2.15
1979	-	-	28.70	4.40	0.10	-	-	-	-	-	-	-	2.77
1980	-	-	0.40	4.90	-	-	-	-	-	-	-	-	0.44
1981	-	-	90.60	9.40	0.30	-	-	-	-	-	-	-	8.36
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28.30	2.36
1983	190.40	235.430	326.40	449.70	323040	234.70	67.170	21.50	9.00	7.60	4.10	4.10	156.16
Media	8.85	26.27	67.28	59.75	22.78	12.06	3.75	1.25	0.45	0.34	0.17	1.33	

Modulo Anual Promedio : 18.69 m3/seg. ; Desviación Stondar Promedio • 32.24 mJ/seg°
 Año más húmedo : 1983
 Año más seco : 1968 - 1970

brero a Mayo), el resto 14% se descarga durante el periodo transicional (entre Junio y Julio) y de estiaje (de Agosto a Enero)

El gráfico N° 04 muestra la variación mensual anual de descargas del Río Piura, y el módulo promedio anual comprendido entre los años 1958 y 1983.

2.4.3.2 Presentación de los datos relativos a las descargas:

Los registros de descarga efectuadas durante un largo periodo (varios años) en una estación de aforo, forman un conjunto importante de cifras (y de gráficos) que es necesario analizar y clasificar, de acuerdo a métodos adecuados que faciliten su comprensión y utilización.

La descarga relativa de un mismo día o un mismo mes varía grandemente de un año a otro, entonces para resumir las observaciones de muchos años, se establece a menudo la curva de las descargas del año "promedio", admitiéndose para este efecto, como descarga de un periodo determinado (día a mes), la media aritmética de las descargas registradas durante este mismo periodo y correspondiente a toda la época de observación.

En el Cuadro N° 11 - 2, la última línea muestra estos promedios; por ejemplo el promedio de abril es de 59.75 m³/seg.

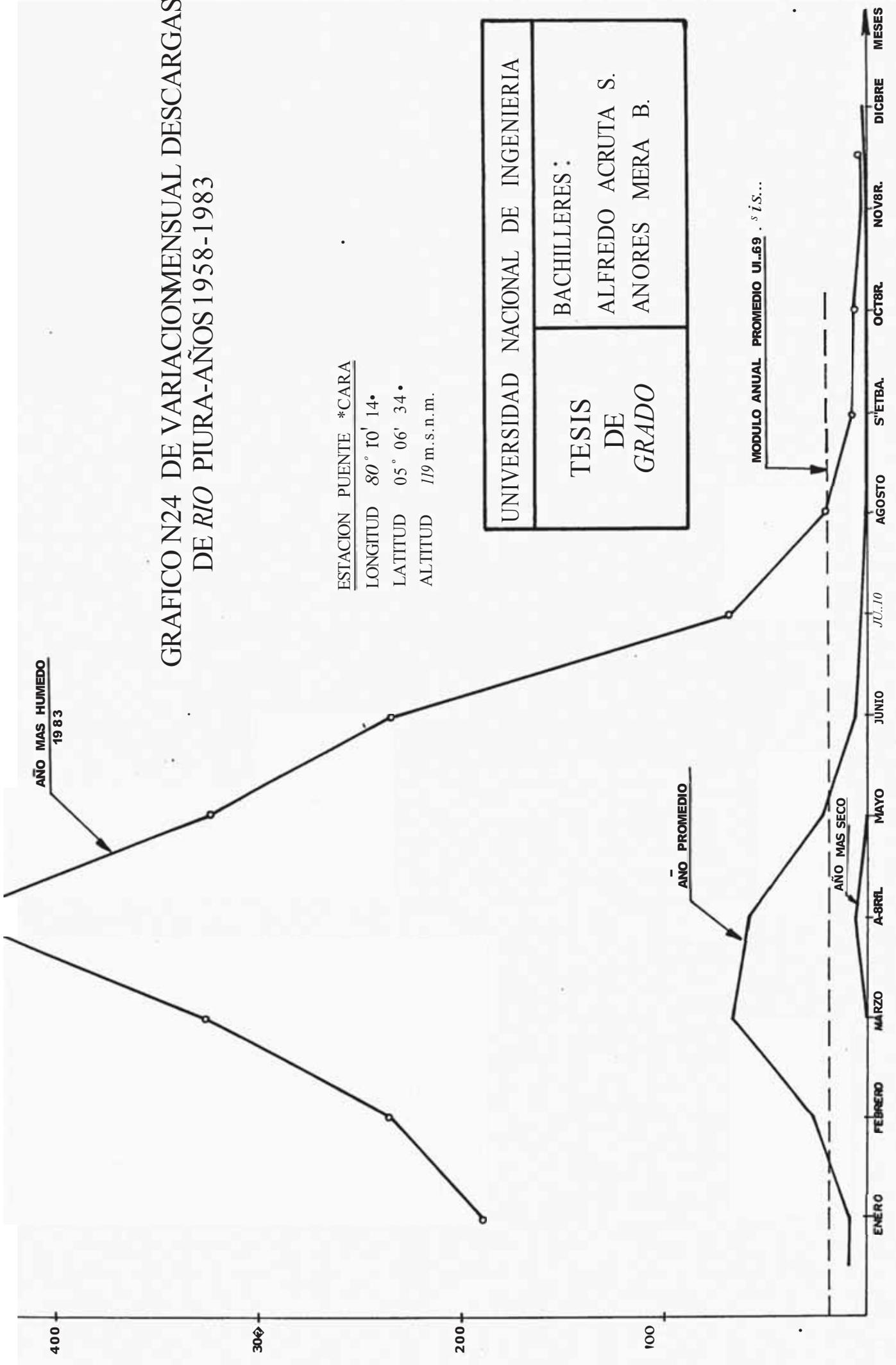
El gráfico N° 4 permite apreciar la relación durante el año, de las diferentes formas de expresar las descargas.

GRAFICO N24 DE VARIACION MENSUAL DESCARGAS DE RIO PIURA-AÑOS 1958-1983

ESTACION PUENTE *CARA
 LONGITUD 80° 10' 14"
 LATITUD 05° 06' 34"
 ALTITUD 119 m.s.n.m.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 BACHILLERES :
 ALFREDO ACRUTA S.
 ANORES MERA B.

TESIS DE GRADO



2.4.3.2 Análisis de Máximas descargas:

- a) Concepto General. - Se entiende por máxima descarga, de un río, el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado. Cuando éste periodo de tiempo es de un año, el conjunto de -- descargas máximas se dice que forman una serie anual.

Las máximas descargas de un río se llaman -- también avenidas y son las responsables de -- una serie de problemas a las localidades ribereñas cuando estas avenidas no son controladas y se producen inundaciones como el ocurrido en la Ciudad de Piura, el año 1983; también causan daños de las estructuras hidráulicas de control, conducción, almacenamiento de aguas, cuando las dimensiones de estas son inferiores a las que corresponderían a la dicha descarga máxima •

Por esta razón el análisis de las máximas descargas tiene por objetivo estudiar el comportamiento de estos eventos y poder determinar las dimensiones más convenientes para las -- obras de ingeniería cuyo objetivo sea el control y manejo de avenidas.

- b) Frecuencia Relativa. - Para conseguir esto, se clasifican en orden decreciente las descargas de cada arroyo y el mes de máxima descarga que se hubieran registrado. De esta manera se tendrán tabuladas todas las descargas anuales, las que luego se numeran comenzando

do por el 1, para el valor mas alto de cada ano, luego 2,3,4, ... hasta el último valor, n, nGmero total de años observados. Enseguida se calcula la frecuencia con que cada valor de descarga se ha repetido, en porcentaje y que representa la probabilidad de que el evento sea igualado o excedido, de una magnitud conocida.

En general:

$$f_{\text{relativa}} = \frac{m}{n+1} \times 100$$

n : Número total de descargas anuales, observadas o sea el número de años de registro.

m = Número de orden de la magnitud dada cuando todas las descargas son colocadas en orden decreciente.

- e) Perrodo de Retomo. - Se llama perrodo de retomo el tiempo que se requiere para que un evento de magnitud dada se repita, en promedio.

Para calcular el periodo de retorno de las máximas descargas se emplea la relación:

$$T_r = \frac{1}{f}$$

donde f = frecuencia relativa : $\frac{m}{n+1}$

El Cuadro N° 11 - 3 muestra las series anuales del rro Piura, frecuencias relativas y periodo de retorno correspondientes a las diferentes descargas.

Por otra parte existe un modelo matemático conocido como La Ley de Probabilidad Extrema, o Gumbel que se ajusta a los eventos de máximas descargas o avenidas de un rro, en este caso el rro Piura.

- d) Ley de Probabilidad Extrema o Gumbel. - Si $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$, son valores extremos observados en n muestras de igual tamaño N , la probabilidad acumulada P de que cualquier

CUADRO 11- 3

SERIE ANUAL PARA MAXIMAS DESCARGAS DEL RIO PIURA

Ano	Mes	Caudal m3/seg.	Orden (m)	Frecuencia Relativa (f) %	Périodo de Retorno (Tr) años
1983	Abril	449.70	1	4.00	25.00
1965	Abril	258.38	2	8.00	12.50
1972	Marzo	250.20	3	12.00	8.33
1973	Febrero	172.90	4	16.00	6.25
1976	Marzo	127.60	5	20.00	5.00
1958	Marzo	113.00	6	21.98	4.17
1959	Abril	112.38	7	28.01	3.57
1971	Abril	93.52	8	32.05	3.12
1977	Marzo	91.00	9	35.97	2.78
1981	Marzo	90.60	10	40.00	2.50
1975	Marzo	86.90	11	44.05	2.27
1969	Abril	33.33	12	48.08	2.08
1979	Marzo	28.70	13	52.08	1.92
1982	Diciembre	28.36	14	56.18	1.78
1962	Marzo	23.31	15	59.88	1.67
1961	Abril	21.48	16	64.10	1.56
1960	Marzo	19.88	17	68.03	1.47
1967	Febrero	18.43	18	71.94	1.39
1978	Abril	16.60	19	75.76	1.32
1966	Marzo	11.97	20	80.00	1.25
1974	Marzo	10.20	21	84.03	1.19
1980	Abril	4.90	22	87.72	1.14
1963	Abril	4.58	23	91.74	1.09
1964	Abril	3.49	24	96.15	1.04

Periodo 1958-1983 \bar{x} = Media de la crecida anual = 70.506 m3/seg.
 S_x = Desviación típica de la crecida anual = 75.209 m3/seg.

ra de los n extremos sercS menor que x puede expresarse como:

$$P_a = e^{-e^{-y}} \text{ donde } y = a(x - x_f)$$

y : variable reducida

a : S_n/S_x

$x_f = \bar{X} - S_x \cdot y_n$

x = Promedio ó medio aritmética de las magnitudes observadas.

Sx = Desviación típica standard de las magnitudes observadas.

y_n, S_n Constantes de la Ley de Gumbel.

Ploteando los valores de frecuencias relativas y caudales (m3/seg) de los diferentes arios observados en el gráfico N° OS, se tiene cierta tendencia lineal de los puntos, por lo que ajustamos los valores significativos de máxima desviación a la Ley de Gumbel donde es necesario hallar la variable reducida (y), que tiene la siguiente expresión:

$$y = a(x - x_f)$$

donde: $x_f = \bar{X} - S_x \cdot y_n$

$$a = \frac{S_n}{S_x}, \text{ como se indicó anteriormente.}$$

Para n = 23, $S_n = 1.06$; $y_n = 0.52$ Constantes de la Ley de Gumbel

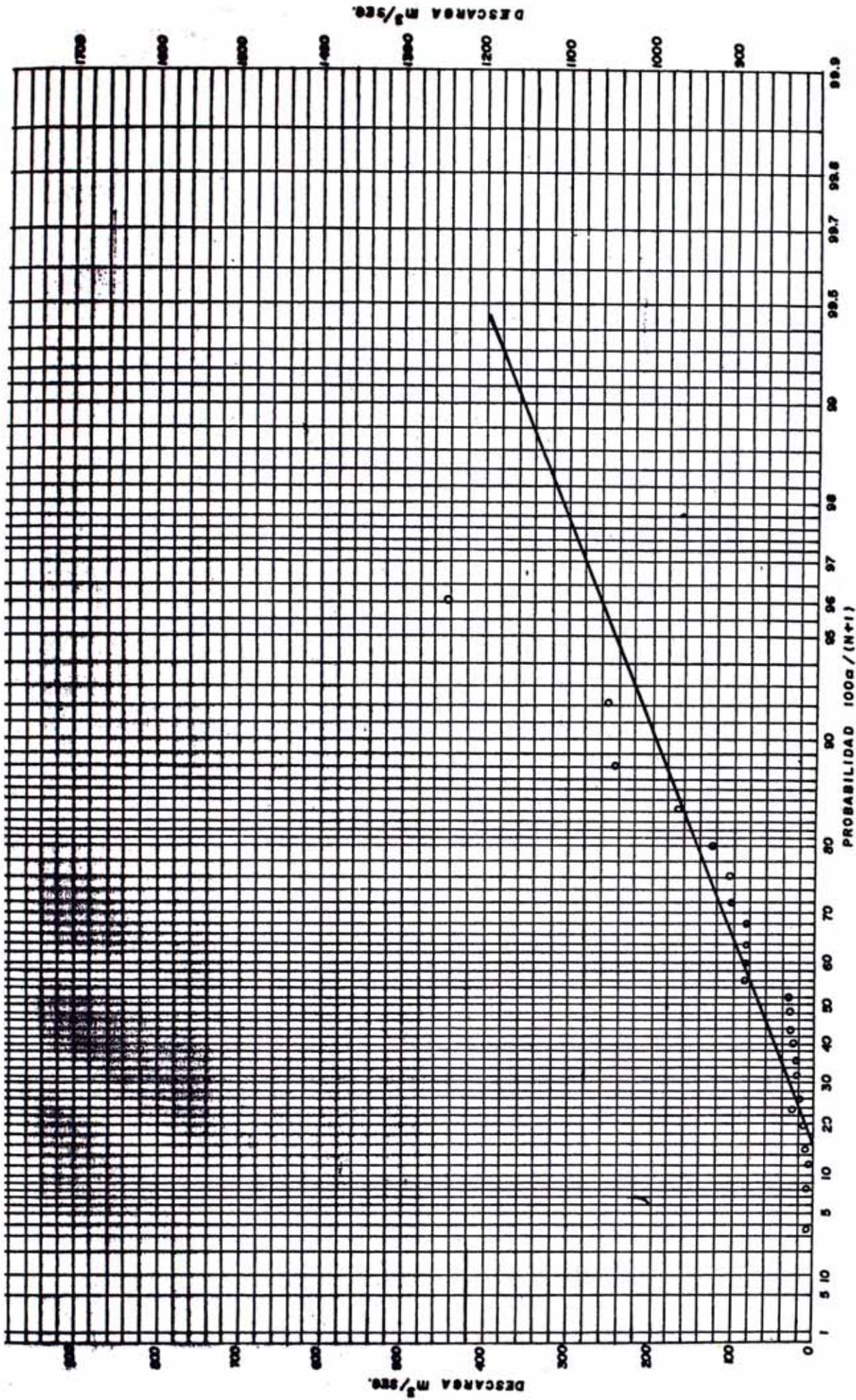
Reemplazando datos:

$$y = 0.01409 (x - 33.61)$$

Para x = 100 m3/seg; entonces P = 66.4% y,

Para x = 300 m3/seg; entonces P = 97.6%

Del mismo gráfico podemos obtener el periodo de retorno (Tr) que es igual a:



**GRAFICO N°5 DE DISTRIBUCION DE LAS MAXIMAS DESCARGA ANUALES DEL RIO
PIURA 1958 -1983**

$Tr = \frac{1}{1 - p}$; donde P es la probabilidad de ocurrencia de un evento que es igual o menor de los n valores que figuran en el registro de años de máxima descarga.

Si calculamos la probabilidad de la máxima - descargá ocurrida el año 1983, ésta arroja un valor totalmente incierto, lo que demuestra que la gran avenida del año 1983 es un evento fuera de lo normal y extraordinario producido a consecuencia del fenómeno de la naturaleza, su periodo de retorno como referencia puede ser como mínimo en el caso más desfavorables 25 años a más.

2.5 Vías de Comunicación:

Terrestre. - Por dirección norte se vincula por medio de la carretera panamericana con ciudades como Sullana, Talara, Tumbes, en dirección oeste se vincula con los poblados de Catacaos, Bayovar, Sechura, en dirección Sur se conectan con pueblos que se ubican al norte del país y con la capital peruana, y este con la provincia de Morropón.

Aérea. - Cuenta con un aeropuerto que la conecta con las principales ciudades del país.

2.6 Condiciones Sanitarias:

Las principales enfermedades transmisibles en la ciudad son: tifoidea, polio tifoidea, tuberculosis, amebiasis, gastroenteritis en mayor grado, en el cuadro II - 4 se aprecia la cantidad de casos por tipo de enfermedad durante los años 1983 y 1984.

2.6.1 Tasa de Morbilidad y Mortalidad de Enfermedades vinculadas con las condiciones de Saneamiento Básico:

De acuerdo a la información oficial correspondiente al año 1980 proporcionada por la Dirección Regional de Salud del ORDENORTE, la tasa bruta de morbilidad de 2,352/100,000, en el área de influencia del Proyecto (Piura y Castilla), está determinada por el desarrollo de enfermedades tales como disentería y gastroenteritis; enfermedades contagiosas y parasitarias; paludismo, helmintiasis, tifoidea y paratifoidea; y hepatitis, condicionadas al medio ambiente y de saneamiento básico.

Asimismo, con relación a la misma fuente oficial, se tiene que la tasa bruta de mortalidad registrada en 1980 en Piura y Castilla, asciende

CUADRO 11- 4

CASOS DE ENFERMEDADES TRANSMISIBLES Y NO TRANSMISIBLES

	Ene	Die	Set	Jun	Mar	Ene	Set	Jun	Feb
Enfermedades	84	83	83	83	83	83	82	82	82
Influenza	89	74	2	418	205	1	174	156	31
Tifoidea y Paratifoidea	33	46	14	243	80	4	38	33	39
Tuberculosis respiratoria	52	24	23	39	15	8	36	24	19
Tos ferina	14	1	1	7	4	-	5	-	31
Tétano	2	-	-	2	1	-	1	-	1
Sarampión	10	7	-	3	2	11	45	48	29
Hepatitis Viral	10	7	11	43	5	8	10	11	12
Infec. gonococcus	16	13	4	16	-	8	7	12	4
Infec. salmonella	16	21	2	82	3	4	11	8	33
Shigelosis	9	9	1	12	8	-	54	6	36
Intoxicación alimentaria	41	65	10	90	83	10	32	44	35
Amebiasis	19	26	-	12	1	1	3	5	6
Gastroenteritis	1120	882	449	2052	1152	410	911	791	909
Varicela	21	31	2	-	8	5	15	-	9
Sarna	13	6	-	2	-	23	6	9	11
Otras Infecciones respiratorias agudas	1499	574	717	2462	872	329	1013	1342	485

de a: 109/100,000, siendo la población infantil la que mayor estrogos ha sufrido por efectos de la desinteria y gastroenteritis, en especial en aquellos sectores marginales carentes o con limitaciones de los servicios de agua potable.

Los datos registrados en el Cuadro N° 11 - 4 - A han sido elaborados por la Dirección Regional de Salud de ORDENORTE, tomando como base una población estimada para 1980 de 183,444 habitantes para Piure y Castilla²

CUADRO 11- 4 - A

TASA BRUTA DE MORBILIDAD Y NATALIDAD RELACIONADAS CON EL SANEAMIENTO BASICO PARA PIURA Y CASTILLA - 1980 -

- Población estimada 1980	:	183,444	Habitantes
- Morbilidad	:	4,315	personas
Tasa bruta morbilidad	:	2,352 /	100,000
- Mortalidad	:	200	personas
Tasa bruta mortalidad	:	109 /	100,000

FUENTE: Oficina de Planificación
Dirección Regional de Salud del ORDENORTE.

2.7 Situación y Características Socio-Económicas:

2.7.1 Salud :

la ciudad de Piura cuenta con 9 hospitales generales, 7 centros de salud, y 3 postas sanitarias distribuidas de acuerdo a cuadro N° 11- 5 donde se indica el número de camas planificadas y en funcionamiento, además de la entidad administrativa a su cargo.

2.7.2 Vivienda:

En la ciudad de Piure el Censo de 1981 empadronó un total de 34,959 viviendas en el ámbito urbano, de acuerdo al cuadro N° 11- 6, en él

CUADRO 11- 5

NOMBRE DEL ESTABLECIMIENTO QR If. O, UBICACION, NUMERO
(?E CAMAS< Y ENTIDAD ADMINISTRATIVA SEGUN AMBITO

Distrito de Piuro	Tipo de establecimiento	N° de camas		
		Planea	Func	Ent. Administ.
Clinica Delgado	Hosp. Gro 1° Piuro	8	14	Priv. Lucrativo
Hospital Zonal 111	Hosp. Gro 1° Piuro	128	155	Seguro Social
C. Roma	Hosp. Gro 1° Piuro	12	2	P. Lucrativo
C. Salud Sn. José	Ce.nt. d9 S. Piuro	-	-	Minist. Salud
C. de Salud Sta Rosa	Cent. de S. Piure	-	-	Mini st. - Sa 1Jd
C. de Salud Sta Julia	C. S. de Piure	-	-	Minist. Salud
Sanidad Policia Mi -- nist. del Interior	C. de Salud	-	20	San• F. F. A. A.
Poli el. Sane FFAA	C. de Salud	-	-	Minist. Salud
P. S. Nueva Esperanza	Posta Sanitaria	-	-	Minist. Salud
P.S. Consuelo de Ve- lasco	Posta Sanitaria	-	-	Minist. Salud
<u>Distrito de Castilla</u>				
Hosp. Reg. Piure	Hosp. General	315	239	Minist. Salud
Hosp. C. de reposo San Juan	Hosp. General	52	52	Pro-Filantripico
Hosp. Militar	Hosp. General	85	85	Sanidad FF. AA.
C. Medico Quirürgi co	Hosp. Genera l	40	26	Priv. Lucrativo
C. Miraflores	Hosp. General	19	19	Priv. Lucrativo
C. Piure	Hosp. Genera l	20	20	Priv. Lucrativo
C• de S• El Indio	Centro de Salud	-	-	Minist. Salud
C. de S. Piuro	Centro de Salud	-	-	Minist. Salud
P. S. La Mari oosa	Psto. Sanitario	-	-	Minist. Salud

CUADRO 11 - 6

CENTROS POBLADOS URBANOS DISTRITO DE PIURA
Y CASTILLA

PIURA			
C. C. p.p. urbanos	Vivienda	Hombres	Mujeres
Piura Ciudad	11,578	28,674	13,812
Los Algarrobos P. J.	829	2,387	2,371
Pachitea P. J.	1,003	3,166	3,436
Los Ficus P.J.	411	995	1,130
Sta. Rosa P. J.♦	1,779	6,040	6,634
San Martín P. J.	2,444	6,915	7,329
Nueva Esperanza P. J.	1,596	4,784	4,895
Sta. Julia P.J.	885	2,740	2,752
11 de Abril P. J.	170	525	594
Túpac Amaru P. J.	666	1,860	1,987
Ntra. Sra. de Fátima P. J.	311	999	1,006
Ricardo Jaúregui P. J.	572	1,425	1,442
López Albuja P. J.	226	751	744
Ignacio Merino P.J.	80	188	232
Cons. G. de Velasco P.J.	959	2,395	2,446
Buenos Aires P. J.	510	1,467	1,708
Jolí Carlos Mariategui P. J.	29	65	77
CASTILLA			
Castilla Villa	6,194	16,783	19,091
Talarita P. Joven	991	2,973	3,115
Campo Polo P. Joven	1,859	5,352	5,897
Chiclayito P. Joven	670	1,998	2,013
El Indio P. Joven	1,197	3,369	3,326
Total PIURA - CASTILLA	34,959	95,851	106,256

CUADRO 11- 7

POBLACION ECONOMICA ENTE ACTIVA DE PIURA
Y CASTILLA

	PIURA		CASTILLA	
	Hombre	Mujer	Hombre	Mujer
TOTALES	30,407	12,331	14,470	4,716
1. - AGRICULTURA				
Silvicultura, Pesca	1,898	1,821	1,692	95
Agricultura	1,680	57	1,602	86
Caza y Silvicultura	2	-	39	-
Pesca	159	139	51	9
2.-MINAS	266	48	127	8
3. - IND. MANUFACTURERA	3,553	976	1,971	416
- Bienes de consumo	3,750	2,818	1,445	395
- Bienes Intermedios	381	55	113	16
- Bienes de K	354	9	213	5
4. - ELEC.TRICIDAD	168	19	55	3
5. - CONSTRUCCION	2,895	59	1,446	19
6. - Comerc. Rest. Hotel	5,654	2,261	2,558	1,001
Comere. por mayor	712	159	241	61
Comere. por menor	4,454	1,780	2,169	816
Rest. y Hoteles	488	322	148	124
7.- Tror,sp.,Almc.,Comerc	2,337	154	1,189	36
8. - Estab. financieros Servi Emp.	1,566	1,228	383	90
9.- Serv. comun.soc.pers	9,726	6,032	3,919	2,173
Serv.comun.soc.	7,545	3,427	2,959	1,286
-Serv. Personales	2,043	306	907	109
- Serv. Doméstico	138	2,299	50	778
10. Activ. no especific.	1,747	931	712	291

CUADRO 11 - 8

**POBLACION TOTAL ECONOMICAMENTE ACTIVA DE 15 AÑOS
Y MAS POR NIVEL DE EDUCACION ALCANZADO**

	DISTritos		
	PIURA	CASILLO	
Sin Inicial	1,210	987	
Inicial	208	114	
Pre-Escolar Completo	7,488	3,390	
Primaria	Incompleto	7,175	4,184
	No especializada	470	97
	Completa	8,524	3,336
Secundaria	Incompleta	7,157	3,226
	No especializada	534	65
Superior	Completa	2,732	1,066
No Univ.	Incompleta	1,250	442
Superior	Completo	3,290	1,182
Univ.	Incompleto	1,424	500
No Especializado	785	379	
TOTAL	42,247	18,968	

se aprecia gran cantidad de pueblos jóvenes lo que comprueba un crecimiento de la ciudad en sus zonas adyacentes, obteniéndose una densidad promedio de 5.2 hab/vivienda.

2.7.3 Educación:

Para la población de 5 años a más Piura, sobre un total de 183,978 habitantes, 164,059 saben leer y escribir y 19,119 son considerados como analfabetos.

La ciudad cuenta con 2 Universidades, la Universidad Nacional de Piura y la Universidad Particular del mismo nombre.

2.7.4 Situación Socio-Económica:

En la ciudad de Piura la población económicamente activa (P.E.A.) de 6 años y más de edad en 1981, alcanzó 61,924 personas entre hombres y mujeres que representan el 30% de la población y agrupadas en diferentes actividades productivas como se muestra en el Cuadro N° 11 - 7, además de ello se indica la P.E.A. de 15 años y más por nivel de Educación alcanzada (Cuadro N° 11 - 8).

2.8 Aspecto Urbano:

La población de la ciudad en el periodo de los años 1972 - 1981, ha experimentado un significativo crecimiento poblacional que proyectado al año 1985 y 1990 adquieren determinadas características que dan una especial configuración a la estructura urbana.

El crecimiento de la población está determinada en primera instancia por el desplazamiento de inmigrantes de las áreas rurales y de otros centros urbanos cercanos, se considera también el crecimiento interno de la población de los mismos centros urbanos; de las tasas de natalidad y a una disminución de las tasas de mortalidad.

A todos estos factores se suma el despoblamiento de zonas rurales durante este periodo castigadas por los fenómenos meteorológicos que se presentaron el año 1983, creándose asentamientos humanos o pueblos jóvenes en las zonas marginales de la ciudad, más adelante en el Capítulo IV, se ampliará todo lo concerniente a este ítem.

CAPITULO III

SISTEMA EXISTENTE DE ALCANTARILLADO DE PIURA Y CASTILLA

3.1 Redes Colectoras

La Red de Colectores de desagüe de Piura y Castilla consta de un total de 178,091 metros de tuberías, conformando un sistema de tipo separativo, es decir las aguas de lluvia son excluidas de las alcantarillas.

El sistema está constituido por tuberías de concreto centrifugado "Hume" y de tubería de concreto simple normalizado de $\varnothing 6"$, $\varnothing 8"$, $\varnothing 12"$, hasta $\varnothing 32"$, algunos de ellos en mal estado y otros con deficiencias en su construcción ya que presentan pendientes mínimas menores a las requeridas, dándose en algunos de contrapendiente que trae como consecuencia la aparición de dos situaciones:

- Tuberías colapsadas que necesitan ser reemplazadas, incluyendo en algunos casos buzones que se han deteriorado.
- Tuberías obstruidas que conservan sus características originales, motivo por el cual requieren de un desatoro y limpieza.

A continuación se presenta el metrado de tubería de alcantarillado de Piura y Castilla:

Redes Colectores de Piura

COLECTORES DE PIURA

Concepto	\varnothing Pulg.	Tuberías buen estado		Tuberías en mal estado
		Long. (mts)	%	
	6	1,020	0.9	10,285
	8	107,630	88.3	696
	10	1,495	1.2	880
	12	2,275	1.9	100
	14	395	0.3	
	16	250	0.2	

	18	3,550	3.0	
	21	1,215	1.0	
	22	175	0.1	
	24	2,470	2.0	
	32	1,355	1.1	
TOTAL		121,830	100.0	12,421

BUZONES 1,740

Emisor	12"	900	Castilla
(línea de impulsión)	20"	750	Castilla-Piura
	20"	700	Piura

Nota: El porcentaje de tuberías en mal estado con respecto al total es de 9.2% y corresponde el mayor número a la tubería de diámetro 1) 6", obviamente por tener un área muy reducida y debido al crecimiento de la población de Piura resulta insuficiente en su capacidad para poder conducir los desagües domésticos de la población.

Redes Colectoras de Castilla

La Red de Colectores de desagüe consta de un total de 43,840 metros de tubería, de los cuales 3,820 mts. están en mal estado.

Concepto	I> Pulg.	Tuberías en buen estado		Tuberías en mal estado
		Long° (mts)	%	
Redes Colectoras	8	38,350	96.0	3,820
	10	380	0.9	
	14	420	1.0	
	16	470	1.1	
	18	400	1.0	
TOTAL		40,020	100.0	3,820
Buzones 609				

Redes colectoras de Piura y Castilla - Resum. t.l.

Concepto	∅ Pulg.	Tuberías en buen estado Long • (mts)	Tuberías en mal estado
Colectores	6	1,020	10,285
	8	145,980	4,516
	10	1,875	500
	12	2,275	100
	14	815	460
	16	720	
	18	3,950	
	21	1,215	
	22	175	
	24	2,470	
	32	1,355	
Total Colectores		161,850	16,241
Buzones	2,349		

3.2 ámaras de Reunión y Bombeo:

El sistema de alcantarillado cuenta con siete (7) cámaras de reunión y bombeo (estaciones); de las cuales tres se consideran principales: Piura, San Martín y El Cortijo (Castilla) y las cuatro restantes menores denominadas Angamos, Consuelo Gonzáles de Velasco, San José y El Indio, ésta última ubicada en Castilla. Estas estaciones constan de un sistema de rejas (reallas para evitar el ingreso de material grueso flotante ó suspendida a la succión de las bombas), una cámara húmeda (cámara de reunión) y una cámara seca (cámara que aloja al equipo de bombeo) contigua a la cámara húmeda.

En Cuadro N° 111-1 proporcionado por la Regional de Viena, consigna las cámaras de bombeo, así como su equipo correspondiente (instalado inicialmente), pero cabe mencionar que algunos de los equipos no funcionaban antes de producirse las lluvias del año 1983.

CUADRO III - 1
CAMARAS DE BOMBEO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

DENOMINACION	C.B. Nº	Nº	CARACTERISTICAS DE LOS EQUIPOS				MARCA BOMBA-MOTOR
			TIPO	POTENCIA	GASTO L.P.S.	HRS. FUNC.	
Principal Piura	5	4	Elect. 3	70 H.P.	150	24	Hidrostal - Delcrosa Hércules
			Diesel 1	80 H.P.			
El Cortijo Castilla	4	3	Elect. 2	30 H.P.	80	24	Hidrostal - Delcrosa Hércules
			Diesel 1	30 H.P.			
San Martín Piura	2	3	Elect. 2	70 H.P.	140	24	Hidrostal - Delcrosa Caterpillar
			Diesel 1	85 H.P.			
Angamos Piura	-	1	Elect.	6.6 H.P.	25	18	Hidrostal - Delcrosa
Consuelo de Velasco Piura	-	1	Diesel 1	6 H.P.	25	16	SHP Lister
El Indio Castilla	-	1	Elect. 1	7.5 H.P.	35	18	Hidrostal - Delcrosa
San José Piura	-	3	Elect. 2 Diesel 1	10 H.P. 14.6 H.P.	40	14	Worthington Lister

En la C. R. B. N° 5 (Principal de Piura) sólo funcionan dos electrobombas y una bomba accionado con motor diesel.

En la C. R. B. N° 4 (El Cortiio) están operativas dos electrobombas y una bomba accionada con motor diesel.

En la C. R. B. N° 2 (San Martín), igualmente están operativas dos electrobombas más una bomba accionada con motor diesel.

En la C.R.B. El Indio de Castilla, se halla sólo una electrobomba instalada provisionalmente.

3.2.1 Zona de Disposición o Area de Drenaje "A"

- Esta recibe los desagues de la parte central de Piura y de toda Castilla, al haber interrumpido el río el pase de la tubería de Castilla a Piura esta zona "A" actualmente recibe sólo los desagues de Piura.
- La cámara secundaria Angamos vierte sus aguas en un colector que va a la Estación Piura Principal.
- La Zona "A" comprende:
 - Estación de Bombeo N° 5 y Cámara Piura (Piura)
 - Estación de Bombeo N° 4 y Cámara Cortijo (Castilla)

3.2.2 Zona de Disposición "B"

- Recibe los desagues de la parte Norte de Piura y cuenta con:
- Estación de Bombeo N° 2 y Cámara San Martín (Piura)
 - Cámara secundaria San José (Piura)

3.3 Linea de Impulsión y Tratamiento:

Existen tres líneas de impulsión principales, que conducen las aguas servidas a las lagunas de estabilización, que corresponden a las Cámaras de Reunión y Bombeo siguientes:

C. R. B. N° 5 (Principal Piure)

Longitud	750 mts •
Diámetro	20"
Material	Conc1-eto reforzado
Lugar de Descarga	Laguna Coscomba

C.R.B° N° 4 (El Cortijo - Castilla)

Longitud	900 mts.
Diámetro	12"
Material	Asbesto-Cemento
Lugar de Descarga	Laguna Coscomba

C. R. B° N° 2 (San Martín - Piura)

longitud	700 mts.
Di ómetro	12"
Material	Concreto Raforzado
Lugar de Descarga	Laguna San Martín

Lagunas de Estabilizaci6n:

Las aguas residuales de la ciudad de Piure y Castilla son tratadas en las Lagunas de Estobilizaci6n de San Martín y Coscomba_ , ambas est6n ubicadas en el sector Sur de Piura.

Las Lagunas de San Martín, tienen una extensi6n de 5 Has. divididas en -- dos lagunas de 2.5 Has. cada una, recibe como afluente la descarga de la Irnea de impulsión de la C.R.B. N° 2, con un volúmen promedio de 7,5 17 "13/dia y el e1fluente es utilizado con fines de forestaci6n, encontrándose o la fecha en las proximidades a la laguna varias hectáreas de un bosque frog doso y pintoresco en contraste con la zona eriazo y desértica circundante.

La laguna de Coscomba, recibe las descargas de las líneas de impulsión de la C. R. B. N° 4 y C. R. B. N° 5 con un volumen promedio de 12,528 m³/día.

Esta laguna ha sido motivo de preocupación para las autoridades municipales ya que en varias oportunidades han tratado de eliminarla, sin poder lograr su objetivo°

Entre las molestias que a causado la laguna se puede considerar las siguientes:

- Presencia de mal olor, causado por la utilización de las aguas servidas crudas, (antes del proceso de estabilización de la materia orgánica en la laguna.
- Proliferación de mosquitos (zancudos), en las zonas de los totorales desarrollados en la laguna, que ocasionan molestias por sus picaduras y crean situación de incertidumbre por el peligro de enfermedades transmisibles.
- Recientemente tras haberse disminuído la utilización de las aguas servidas para riego de terrenos de cultivo, el equilibrio inicial (entre el efluente, a la laguna, la evaporación, la infiltración y el riego) mantenido durante mucho tiempo ha sido afectado con el consiguiente crecimiento incontrolado de la laguna, amenazando inundar la carretera a la laguna y a un pueblo joven cercano •

Toda esta descripción se refiere al sistema que existía en la ciudad de Piura y Castilla antes de ocurrir la fuerte precipitación pluvial que agudizó aún más el problema de las estructuras destinadas a evacuar y disponer finalmente las aguas servidas.

3.4 Conexiones Domiciliarias:

Las conexiones domiciliarias de desagüe instaladas hasta el año 1983 según información de la Unidad operativa del SENAPA Piura semen--



Medida de Emergencia
By-Pass de buzón deteriorado a
buzón operativo



Anegamiento por rotura de colector
y represamiento de buzones



Dren rustico para evacuar las aguas servidas

Medida
de
Emérgenco



Rotura de colector - tonexión domicianiri colapsada

cionan en el Cuadro 111-.2.

CUADRO 111- 1

Conexiones domiciliarias por categorfas al ano 1983

Doméstico	Comercial	Industrial	Total
18,861	1,147	90	20,098

Fuente: Unidad operativa SENAPA - PIURA

3.5 Análisis de los daños en el Sistema de Alcantarillado, producto de los fenómenos meteorológicos:

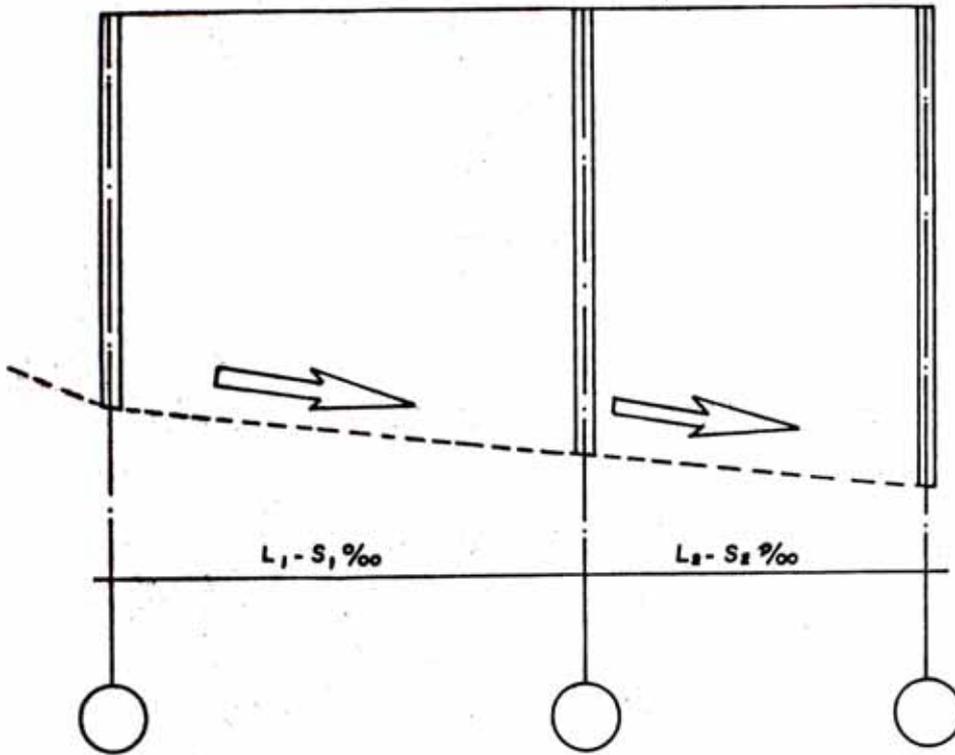
Los distritos de Piura y Castilla, debido a la fuerte precipitación pluvial - presentan grandes problemas por las roturas de las 11 líneas principales del Sistema de Alcantarillado como consecuencia de la congestión de las mismas y la incapacidad de los Sistemas de Bombeo de Desagues para evacuar los grandes volúmenes que ingresaron durante 6 meses a los buzones.

Así mismo las crecientes del Río Piura que se produjeron entre Enero y Abril y que llegaron a alcanzar caudales cercanos a los 3 millones de lt/seg., inundaron las calles cercanas a las riberas del río, haciendo su ingreso además por las Redes de Alcantarillado instaladas en la zona y destruyendo toda tubería de este lugar por la incapacidad de la misma y deficiencia de construcción y estado físico de la tubería.

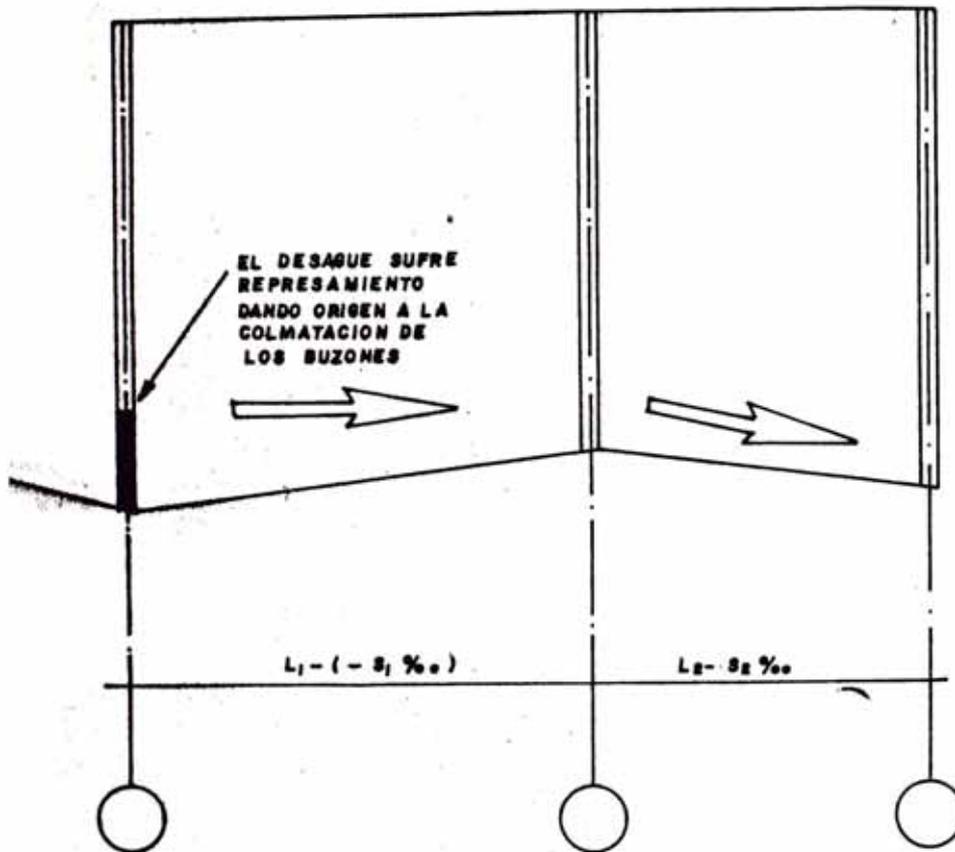
La caída de las fuertes aguaceros durante 6 meses consecutivos colmaron de agua el suelo y formaron enormes lagunas en diversos sectores de la ciudad, produciendo considerables hundimientos en varios lugares ocasionando también la rotura del Alcantarillado en diferentes tramos.

El Distrito de Castilla sufrió la destrucción del más del 80% de sus redes

DEFICIENCIA EN LA CONSTRUCCION DE LA RED DE ALCANTARILLADO DE PIURA Y CASTILLA



SISTEMA PROYECTADO



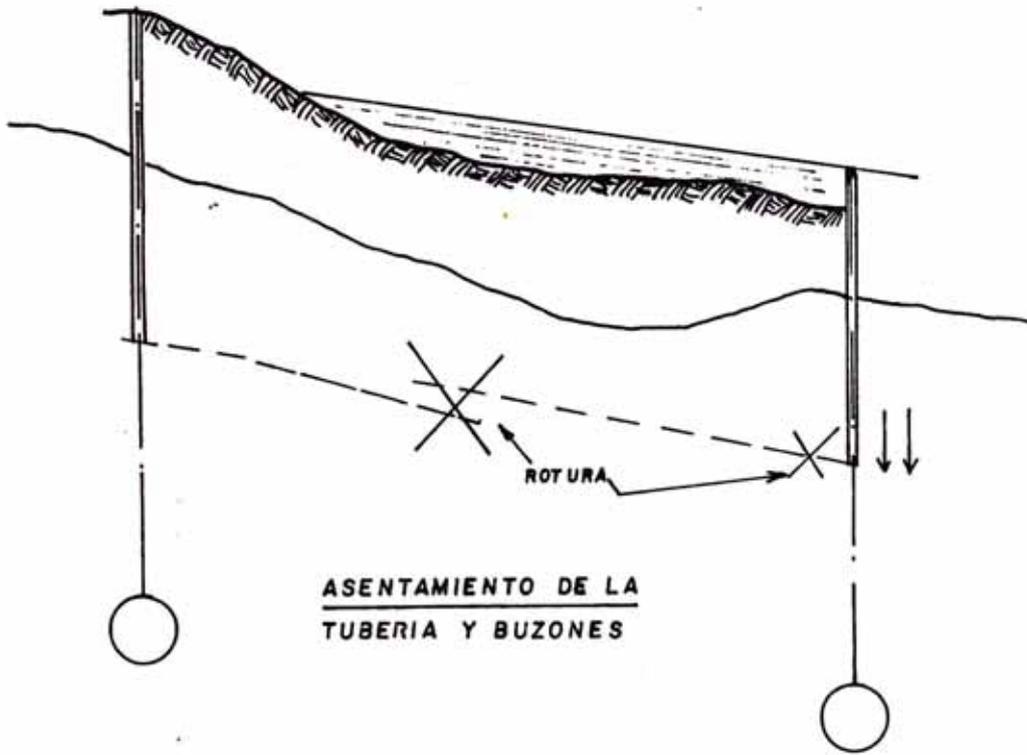
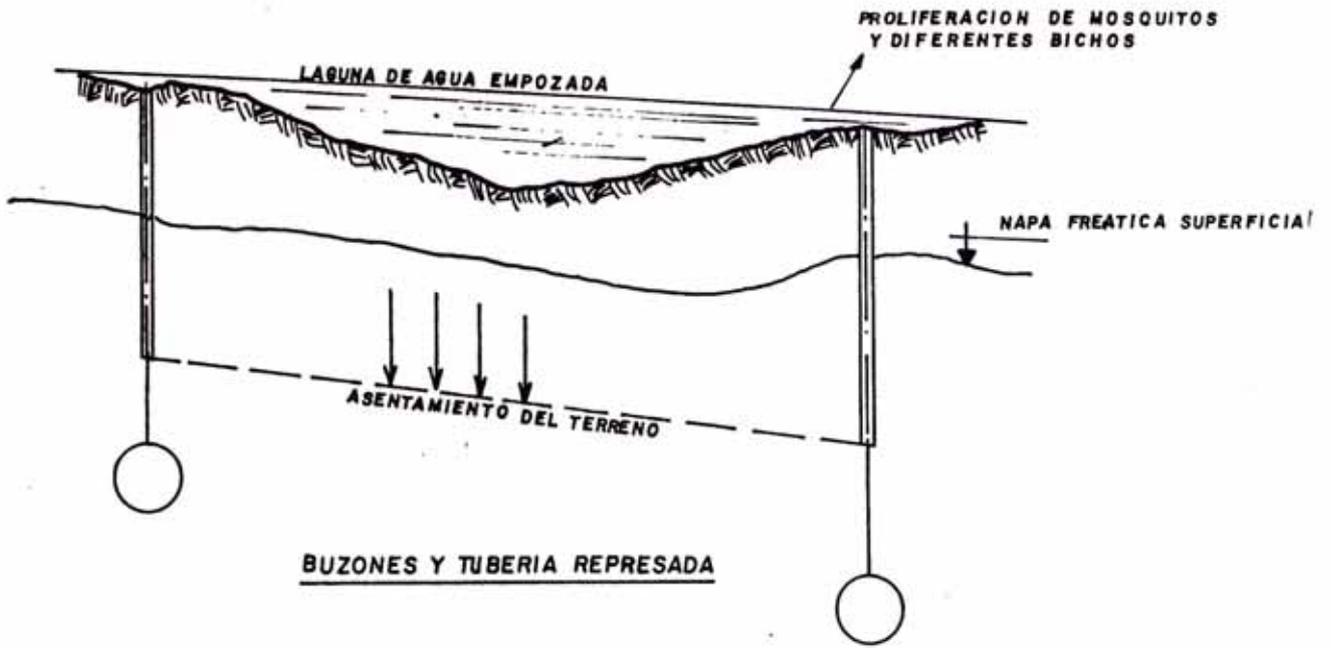
SISTEMA CONSTRUIDO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROYECTO DE TESIS DE GRADO

BACHILLERES: ALFREDO AGRUTA S.

ANDRES MERA B.



COLAPSO DE TUBERIA

de Alcantarillado y además el deterioro de la tubería de impulsión de 18" que conectaba sus sistema de alcantarillado con el de Piura; esta interconexión fue destruida por la creciente del Rro Piure como se hizo mención anteriormente, dando lugar a que el Desague de Castilla no tuviera salida. Esto trajo como consecuencia el afloramiento de un gran volumen de aguas servidas por los buzones, anegando diversas arterias de la ciudad.

El estancamiento de las aguas de lluvia y aguas servidas trajo como consecuencia la proliferación de zancudos con peligro de epidemia de paludismo, aparición de bichos como grillos, sapos, chinches en cantidad desmesurada por alteración de la Ecología del lugar, a esto se suma derrumbes de casas antiguas y en mal estado, desabastecimiento de alimentos por falta de transporte, destrucción de pistas y veredas por anegamiento de aguas, corte de suministro eléctrico, en conclusión un total desastre comparado al de un cataclismo de importancia por la cantidad de daños que ocasionó a los Pueblos de Piura y Castilla •

Al colapsar las redes de alcantarillado, las conexiones domiciliarias no cumplían su función por lo que los pobladores se vieron en la necesidad de construir drenes rústicos superficiales, que en varios casos era insuficiente por la gran cantidad de aguas servidas, por lo que el servicio de operación y mantenimiento de la ciudad se vio en la necesidad de usar motobombas como un medio de by pass entre buzones para provocar el rápido desfogue de las aguas que representaban un gran peligro en la salud de los habitantes, la disposición de estas aguas se hacían en el Rfo construyendo Aliviaderos provisionales hasta que se de una solución de reparar, rehabilitar ó construir el colector deteriorado •

CAPITULO IV

CONSIDERACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DE PROYECTO DE REHABILITACION

4. 1 PERIODO DE DISEÑO. -

Un sistema de abastecimiento de agua, red de alcantarillado se proyecta de modo de atender las necesidades de una localidad durante un determinado periodo, por tanto el periodo de diseño del proyecto, es el tiempo (número de años) para el cual el sistema prestará sus servicios en forma eficiente por la capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones en cuyo límite deberán hacerse las ampliaciones y mejoras necesarias para atender las necesidades de la población en ese momento •

4. 1.1 FACTORES QUE DETERMINAN EL PERIODO DE DISEÑO:

FACTOR DE ORDEN MATERIAL:

La durabilidad o vida útil de las instalaciones dependerá de la resistencia física del material, factores por desgaste u obsolescencias. Todo material se deteriora con el uso y con el tiempo, pero su resistencia a los esfuerzos y daños a los cuales será sometido es variable, dependiendo de las características del material empleado •

Así al hablar de tuberías, como el elemento de primer orden dentro del sistema de alcantarillado, objeto del presente trabajo, encontramos distintas resistencias al desgaste por corrosión, erosión y fragilidad, factores que serán determinantes en su durabilidad y en establecer periodos de diseño, siendo muy complejos su determinación al existir en el proyecto obras de concreto, estaciones de bombeo, tuberías, lagunas de estabilización cuya resistencia física es variable, sin embargo existen tablas que nos dan periodos de proyectos

tentativos de acuerdo a los materiales, así tenemos:

Conductores	D>0.30	m.	Alto costo	20-25 años
Conductores	D<0.30	m.	Bajo costo	15-20 años
Maquinaria y equipo			Rápido desgaste	10-20 años

Cifras que provienen de la experiencia, estadística que se han hecho en otros países.

4. 1º FACTOR DE ORDEN POBLACIONAL:

Es uno de los factores más complejos debido a una serie de imprevistos durante el crecimiento paulatino, de la población, así por ejemplo una fuerte migración traería por tierra en un período corto cualquier ciclo del crecimiento poblacional.

- Posibilidad de expansión de la zona; Las ciudades de Piura y Castilla cuentan con un plano regulador en donde se puede apreciar su crecimiento y áreas de influencias para los años 1995 y 2005, actualmente las zonas marginales de la ciudad están siendo pobladas por diferentes "Asentamientos Humanos" o "Pueblos Jóvenes" comprobando la tendencia de crecimiento de la población.
- Como un criterio a utilizarse se puede determinar que un crecimiento acelerado de una población requiere períodos de diseño corto (15-20 años) pues no se puede conocer con exactitud si el crecimiento de la zona seguirá con el mismo ritmo o se producirá un estancamiento, este es nuestro caso, ya que las ciudades de Piura y Castilla tienen un ritmo acelerado de expansión y crecimiento.

4. 1.3 FACTOR DE ORDEN ECONOMICO:

El crecimiento poblacional es función de factores económicos, sociales y su desarrollo industrial.

El sistema debe ser capaz de estimular el desarrollo, no de frenarlo, los costos de este deben ser retribuidos por los beneficiarios - en los países como el nuestro, con una economía pobre, es uno de los factores más importantes en la determinación del periodo de - un proyecto; un periodo muy corto, tiene costo inicial bajo, pero en corto tiempo estará en desuso con lo que se tendría que hacer una nueva inversión con todos los problemas que acarrea, sin embargo un periodo muy largo lleva consigo un costo elevado lo que horra un proyecto antieconómico.

Por lo cual habrá que buscar un proyecto a nivel intermedio aproximadamente de 10 a 20 años.

4.1.4 FACTOR DE ORDEN DE FINANCIAMIENTO:

Este tipo de obras debido al monto de inversión requerida, generalmente su sistema de financiamiento es por préstamos, como podría ser el Banco Interamericano de Desarrollo (B.I.D), Fondos de la - Corporación Departamental de Piura (CORPIURA) por las cuales - poseen un plazo de amortización de préstamo, determinando así la duración de las etapas del proyecto de diseño ya que la obra no debe quedar en el "antes de pagar su inversión".

Los factores que deben ser considerados para la fijación de un periodo de proyecto acordes con la inversión son:

- Costo inicial de la obra.
- Costo de operaciones y mantenimiento •
- Depreciación
- Intereses
- Gastos de Administración

4.1.5 PERIODO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE PIURA Y CASTILLA:

De acuerdo a los diferentes factores que detenninan el periodo de diseno, se adoptan los siguientes valores según el tipo de estructura:

<u>Estructura</u>	<u>Período de Diseño</u>
Redes colectoras, emisores primarios y secundarios.	20 años
C6maras de Reuni6n y Bombeo	20 años
Equipo de Bombeo	10 años
LTnea de Impulsi6n	10 años
Lagunas de Estabilizaci6n	10 años

4.1.6 ETAPAS DE EJECUCION:

- La ejecuci6n de obras del sistema de alcantarillado se har6 en 2 etapas, la primera para satisfacer la demanda (contribuci6n) del sistema hasta el a6o 1995, y la segunda para el periodo 1995 - 2005.

Al haberse afectado las estructuras hidr6ulicas de desagüe, producto de la fuerte precipitaci6n pluvial, se hace necesario considerar un proyecto y obra de rehabilitaci6n de inmediato acorde con la necesidad de cada etapa •

4.2 POBLACION:

La serie hist6rica del crecimiento poblacional total, considerar el C: rea de influencia del proyecto como una sola unidad las localidades de Piura y Castillo, y consignada a trav6z de los censos oficiales de poblaci6n realizadas entre 1876 y 1981, se presenta en Cuadro IV - 1.

A partir de 1940, los censos disgregan a la poblaci6n total en poblaci6n urbana y rural •

Así se tiene que en 1940, el censo arroja una población urbana de 27,919 habitantes, que representa el 84% del total de la población; siendo la rural 4,648 habitantes, equivalente al 14%.

CUADRO N° IV - 1

Censo	Poblacion Total	Urbana	Rural
1876	7,680		
1940	32,567	27,919	4,648
1961	77,050	72,096	4,954
1972	131,562	126,010	5,552
1981	214,788	207,934	6,854

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (I.N.E.)

4.2.1 ESTADO ACTUAL:

El censo del 12 de julio de 1981 dio para la ciudad de Piura un total de 144,609 habitantes, para la ciudad de Castilla fue 70,179 habitantes, en el Cuadro N° IV - 2 se presenta la población desagregada en urbana y rural y el porcentaje que representan del total.

CUADRO N° IV - 2

Población Urbana y Rural de Piura y Castilla en el Año 1981 - Porcentajes

Distrito	Urbana	o/o	Rurales	%
Totales	207,934	100	6,854	100
Piura	141,713	68	2,896	42
Castilla	66,221	32	3,958	58

Los resultados obtenidos en el Censo último (1981), arrojan para el área de influencia del proyecto una población de 207,934 habitantes.

4.2.2 FACTORES QUE DETERMINAN EL CRECIMIENTO:

Tenemos dos tipos de factores, de atracción y expulsión.

Entre los factores de atracción hay que considerar factores de índole económico como la oportunidad de empleo (atracción ejercida por el creciente empleo a la creencia de que existe más empleo), así mismo ejerce una gran atracción el factor "salud" y mayor asistencia sanitaria.

También existen factores psicológicos (mito de la gran ciudad), dentro de los factores culturales tenemos medio de educación y cultura, escuelas técnicas, profesionales, universidades.

Entre los factores de expulsión tenemos falta de empleo, salarios bajos, número insuficiente de empleadores, poca variedad de actividades, etc.

4.2.3 ESTADO FUTURO:

Para el cálculo de la población futura se considera como base los datos censales estadísticos y existen dos tipos de métodos para la determinación de la población futura: Métodos matemáticos y gráficos.

4.2.3.1 Métodos matemáticos:

Son métodos teóricos en los que se dan fórmulas matemáticas de acuerdo a leyes de crecimiento de otras poblaciones del pasado. Realmente tanto éstos, como los métodos

dos gráficos son comparados con el tipo de crecimiento que haya tenido la población y con la tendencia de stas, nos pueden dar un gran panorama para obtener una población cercana a la realidad futura.

Los métodos más conocidos son los siguientes:

- a) Método aritmético
- b) Método de interés simple
- e) Método de interés compuesto o geométrico
- d) Método de incrementos variables o intermedios
- e) Método de la parábola de 2do. grado
- f) Método logístico o brasilero

a) METODO ARITMETICO:

La población aumenta como una progresión aritmética cuya razón es el promedio de los incrementos de habitantes en determinados lapsos de tiempo; su empleo es recomendable para poblaciones cercanas al límite de saturación.

La población varía de acuerdo a:

$$P_f : P_o + r t ; \quad r = \frac{P_f - P_o}{t}$$

P_f = Población futura al cabo de años

P_o = Población inicial al año base (último dato censal, año 1981)

r = Tasa media de crecimiento aritmético

t = Tiempo en años

$r_p = \frac{r}{n}$ = Tasa media promedio

Año	Población	Pf-Po	t años	$r = \frac{Pr-Po}{t}$
1940	27,910	44,186	21	2,104
1961	72,096	53,914	11	4,901
1972	126,010	81,924	9	9,103
1981	2,793,934			

$$r_p = \frac{16,108}{3} = 5,369 \quad r = 16,108$$

Luego:

$$P_{1985} = 207,934 + 5,369 \times 4 = 229,410$$

$$P_{1990} = 207,934 + 5,369 \times 9 = 256,255$$

$$P_{1995} = 207,934 + 5,369 \times 14 = 283,100$$

$$P_{2000} = 207,934 + 5,369 \times 19 = 309,945$$

$$P_{2005} = 207,934 + 5,369 \times 24 = 336,790$$

b) METODO DE INTERES SIMPLE:

Este método considera que la población asemeja el crecimiento de una población al de un capital colocado al interés simple, su uso es recomendable a poblaciones de crecimiento lento°

La población varía de acuerdo a:

$$Pf : Po (1 + rt) ; \quad r = \frac{Pf - Po}{Pot}$$

Pf = Población futura

Po = Población inicial (último dato censal)

r = Razón o tasa de crecimiento

t = Periodo entre t_f y t_o (años)

$r_p = \frac{r}{n} =$ razón o tasa de crecimiento promedio.

Año	Población	Pr-Po	t(años)	Pot	r
1940	27,910				
1961	72,096	44, 186	21	586,110	0.0754
1972	1as,010	53,914	11	793,056	0.0680
1981	207,934	81,924	9	1' 134,090	0.0722

$$r = 0.2156$$

$$r_p = \frac{0.2156}{3} : 0.0719$$

P 1985	=	207,934	(1+ 0.0719	x 4)	=	267,735
P 1990	=				=	342,488
P 1995	=				=	417,240
P 2000	=				=	491,992
P 2005	=				=	566,745

e) METODO DE INTERES COMPUESTO O GEOMETRICO:

Método de bastante aplicación a poblaciones jóvenes en proceso de desarrollo, asume que el crecimiento de una población se produce como un capital a interés compuesto, y constituye una forma bastante lógica de cálculo.

$$P_f = P_0 (1 + r)^t ; r : \left(\right)^{1/t} - 1$$

Pf = Población futura

Po = Población inicial (último dato censal)

r : Razón de progresión o tasa de crecimiento anual

t = Tiempo en años del periodo intercensal

$$r_p = \frac{r}{n} = \text{razón de progresión promedio}$$

Año	Población	t	$(P_f/P_o)^{1/t}$	r
1940	27,910	21	1.0462	0.0462
1961	72,096	11	1.0521	0.0521
1972	126,010	9	1.0572	0.0572
1981	207,934			

$$r_p = \frac{0.1735}{3} = 0.05183 \quad r = 0.1735$$

$$P_{1985} : 207,934 (1 + 0.05183)^4 : 254,515$$

$$P_{1990} = \quad \quad \quad = 327,678$$

$$P_{1995} = \quad \quad \quad : 421,873$$

$$P_{2000} = \quad \quad \quad = 543,146$$

$$P_{2005} = \quad \quad \quad = 699,281$$

d) METODO DE INCREMENTOS VARIABLES O INTERMEDIO:

El método considera un crecimiento de acuerdo al desarrollo de la población cada determinado número de años; siendo el incremento de la misma constantes.

Para este caso previamente hacemos un gráfico N° 1 de población vs años, graficamos en el eje de las abscisas los años y en el de las ordenadas poblaciones, - plotando los puntos conocidos se obtiene la curva del gráfico adjunto de donde por interpolación podemos - obtener las poblaciones correspondientes a los años - 1941, 1951, 1961, 1971 y 1981 con un intervalo de 10 años.

La aplicación de éste método requiere conocer por lo menos 4 censos en fechas iguales espaciadas, y se utiliza para cálculo de poblaciones futuras de localidades pequeñas.

$$P_f = P_o + m \Delta_{1p} + \frac{m(m+1)}{2} \Delta_{2p}$$

P_f = Población futura

P_o : Población actual (último dato censal)

m = Número de intervalos de años entre P_f y P_o expresados en decadas.

l_{1p} = Promedio del primer incremento

l_{2p} = Promedio del segundo incremento

Ano	Población	Primer Incremento Δ_{1p}	Segundo Incremento Δ_{2p}
1941	28,500	15,000	
1951	43,500	28,596	13,596
1961	72,096	43,404	14,808
1971	115,500	92,434	49,030
1981	207,934		

$$l_{1p} = \frac{179,434}{4} \quad l_{2p} = \frac{77,434}{3}$$

$$l_{1p} = \frac{179,434}{4} = 44,859$$

$$l_{2p} = \frac{77,434}{3} = 25,811$$

Así tenemos:

$$P_{1985} : 207,934 + 0.4 \times 44,859 + 0.4(0.4+1) \times 25,811 = 233,105$$

$$P_{1990} : 207,934 + 0.9 \times 44,859 + 0.9 \frac{(0.9+1)}{2} \times 25,811 = 270,370$$

$$P_{1995} : \quad \quad \quad : 314,091$$

$$P_{2000} : \quad \quad \quad : 364,271$$

$$P_{2005} = \quad \quad \quad : 420,901$$

e) METODO O.E LA PARABOLA DE SEGUNDOGRADO

Este método se basa en que la población sigue la forma de la parábola de segundo grado referente a un sistema de ejes coordenados, en la resolución de una ecuación cuadrática.

$$PF = P_0 + At + Bt^2 \quad (1)$$

PF : Población futura

P₀ : Población inicial (último dato censal)

A y B = Constantes de la función

t = Tiempo en años

Debemos encontrar el valor de A y B para lo cual tenemos:

Censo	t	t ²	PF
1961	0	0	72,096
1971	10	100	115,500
1981	20	400	207,934

Aplicando en (1):

$$115,500 = 72,096 + 10A + 100B \quad (2)$$

$$207,934 = 72,096 + 20A + 400B \quad (3)$$

Ordenando y multiplicando (2) por (-2)

$$- 86,808 = -20A - 200B$$

$$135,838 = 20A + 400B$$

$$49,030 = 200B$$

$$B = 245$$

$$\text{Reemplazando en (3): } 207,934 = 72,096 + 20A + 400 \times 245$$

$$\text{Reemplazando en (1): } \quad \quad \quad A = 1892$$

$$PF = P_0 + 1892t + 245t^2$$

- 52 -

P 1985 :	$72,096 + 1,892 (14) \dots 245x (24)^2$	$\approx 58,624$
P 1990	$\approx 72,096 + 1,892 (19) \dots 245x (29)^2$	$= 333,009$
P 1995 :		: 419,644
P 2000	\approx	$\approx 518,529$
P 2005 :		$\approx 629,664$

f) METODO LOGISTICO O BRASILEIRO:

Según el modelo matemático después de un periodo de crecimiento acelerado, en la población habrá siempre un periodo de crecimiento más lento para finalmente tender asintóticamente hacia un límite que será la Población de Saturación (P_s). Este método se basa en la siguiente ecuación:

$$P_f = \frac{P_s}{1 + \frac{P_s - P_0}{P_0} e^{-bt}}$$

a y b = constantes

t = Periodo entre t_f y t_0

P_f = Población futura

P_s = Población de saturación

$$P_s = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

P_0, P_1, P_2 tres censos equidistantes

o sea : $(t_0, P_0); (t_1, P_1); (t_2, P_2)$

El método es aplicable en poblaciones grandes y que se suponen tienden a un valor llamado población de saturación (P_s).

Para la aplicación de la fórmula se aplicará:

si $P_0 P_2 \dots P_1^2$ debe verificarse $\frac{P_0 + P_2}{2} \leq P_1$

si $P_0 P_2 > P_1^2$ debe verificarse $\frac{P_0 + P_2}{2} > P_1$

En nuestro caso:

$P_0 : P (1961) : 72,096$

$P_1 = P (1971) : 115,500$

$P_2 = P (1981) : 207,934$

$P_0 P_2 : 1.5 \times 10^{10}$

$P_1^2 : 1.3 \times 10^{10}$

Luego $P_0 P_2 > P_1^2$, debe verificarse $\frac{P_0 + P_2}{2} > P_1$

$$\frac{P_0 + P_2}{2} = 140,015$$

$$P_1 : 115,500$$

$$\frac{P_0 + P_2}{2} > P_1 ; \text{ no cumple la condici6n, por}$$

lo tanto dicho modelo matemático no se ajusta al ciclo de la población futura.

4.2.3.2 Métodos gráficos

a) Extrapolación gráfica:

Es el más sencillo y más común de los métodos usados para estimación de poblaciones futuras. Consiste simplemente en la prolongación gráfica de la curva de crecimiento correspondiente al pasado.

Se procedé de la siguiente forma:

- a. - Se construye un gráfico con los censos efectuados versus tiempo (población vs. años).
- b. - Se traza una línea que se ajuste bien a los datos; especialmente a los últimos dos o tres.
- c. - Se prolonga esta curva más allá del último censo.

Así tenemos:

P 1985 : 251,000 Hab.

P 1990 = 316,000 Hab.

P 1995 = 396,000 Hab.

P 2000 : 469,000 Hab.

P 2005 = 555,000 Hab.

b) Método Comparativo:

Este método consiste en suponer el crecimiento de la población del área en estudio seguir la misma forma que anteriormente se observó en otra área algo mayor y que haya tenido características similares a aquellas que ahora esperamos para nuestro caso. Es conveniente usar varias veces el modelo para establecer así un ámbito de crecimiento futuro.

En la última década Piura se ha constituido en el segundo departamento de mayor población del Perú después de Lima (O.N.E.) por lo tanto de acuerdo a definición la única comparación será con la ciudad de Lima, que posee características muy diferentes a la ciudad de Piura y Castilla, no tomándose en cuenta este método para el cálculo de la población futura.

CUADRO IV - 3

DE POBLACION POR LOS DIFERENTES METODOS UTILIZADOS

Metodo	AÑOS			
	1981	1985	1995	2005
Aritm tico	207,934	229,410	283,100	336,790
Inter s simple	207,934	267,735	417,240	566,745
Inter&s compuesto	207,934	254,515	421,873	699,281
Incrementos varia es	207,934	223,625	296,354	389,719
Parabola 2do. Grado	207,934	258,624	419,644	629,664
Curva adoptada				
InterEls compuesto	207,934	252,745	403,920	633,304

CUADRO IV - 4

TASA DE CRECIMIENTO DE POBLACION DE LOS DIFERENTES PERIODOS COMPARADO CON EL MEJOR DE INTERES COMPUESTO

Método \ Años	1940-1981	1981-1985	1985-1995	1995-2005
Aritm tico	5.20	2.55	2.13	1.75
Interés simple	5.20	6.52	4.53	3.11
Interés compuesto	5.20	5.20	5.20	5.20
Incrementos variables	5.20	1.83	2.86	2.78
Parábola de 2do. grado	5.20	5.60	4.96	4.14
Tasas adoptadas	5.20	5.00	4.80	4.60

.2.4 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS, CRITERIO ADOPTADO:

Del análisis de los resultados obtenidos en el cálculo de la población de Piura y Castilla por los métodos Cuadro N° IV - 3 se infiere que el método de interés compuesto llevaría a una sobre-estimación en el cálculo de la población futura al mantener una ta-

sa de crecimiento constante ($r = 5.20\%$) como se observa en el Cuadro N° IV - 4 las tasas obtenidos por los métodos aritméticos, incrementos variable, interés compuesto, simple y parábola de segundo grado son menores que la tasa histórica intercensales 4.6% , 5.2% y 5.7% de los años 1940 - 1961, 1961 - 1972, 1972 - 1981 respectivamente (tasas del método interés compuesto) motivo por el cual se ha decidido proyectar el crecimiento de la población siguiendo la tendencia histórica con tasas decrecientes. Como se ve en el Cuadro N° IV - 4 para el cálculo de tasa de crecimiento se ha usado la fórmula de interés compuesto:

$$R = \left[\left(\frac{p_f}{p_o} \right)^{1/t} - 1 \right] \times 100$$

En el Cuadro IV - 5 se observa la proyección de la población urbana para la Ciudad de Piura año a año desde 1982 al 2005 inclusive

3. DENSIDAD DE POBLACION Y AREAS DE EXPANSION

Es importante el estudio del área urbana y ver la forma en que tendrá lugar la futura expansión de la ciudad, pues no solo es importante ver en cuánta población se va a dar el servicio, sino como esta población se va a repartir en el área urbana, esta distribución está basada en:

- Facilidad de expansión
- Zonificación a base de planos reguladores que gobiernan el crecimiento.
- Facilidad de transporte y vías de comunicación
- Existencia de servicios públicos.

CUADRO IV - 5

PROYECCION DE LA POBLACION URBANA PARA LA

CIUDAD DE PIURA - CASTILLA

Año	Población Hab.
1982	218,330
1983	229,247
1984	240,709
1985	252,745
1986	264,876
1987	277,590
1988	290,915
1989	304,880
1990	319,515
1991	334,851
1992	350,924
1993	367,769
1994	385,422
1995	403,920
1996	422,500
1997	441,935
1998	462,264
1999	483,528
2000	505,770
2001	529,036
2002	553,371
2003	578,827
2004	605,453
2005	633,304

4.3. 1 AREAS DE EXPANSION

Las áreas de expansión urbana para la Primera y Segunda Etapa - del Proyecto, correspondientes a los años 1995 y 2005, respectivamente se han calculado en concordancia con la población adoptada y el plan regulador de expansión urbana para la ciudad de Piura y Castilla. En el plano de zonificación de la Ciudad de Piura y Castilla se tiene zonas preurbana, urbana, residencial, comercial e industrial, así tenemos el siguiente cuadro:

CUADRO IV - 5

Zonificación	Densidad
Pre Urbano	10 Hab./tfa.
Residencial 1	60 Hab./tfa.
Residencial 3 - 4	160 Hab./tfa.
Residencial 5 - 6	300 Hab/Ha.

A continuación se consigna el cuadro resumen de las áreas de expansión urbana para cada etapa del proyecto.

CUADRO IV -6

AREAS DE EXPANSION URBANA (Ha.) CIUDAD PIURA Y CASTILLA

Descripción	Período Hasta 1995	1995-2005	Hasta 2005
Ciudad de Piura *	1562	885	2,447
Ciudad de Castilla*	769	436	1,216
Area Industrial	117	69	185
Total	2448	1390	3,838

* Considera áreas residenciales únicamente Densidad 160 Hab/tfa.

4.3.2 POBLACION A SERVIR:

En todo diseno, es necesario tener en cuenta que ste debe hacer se no para la totalidad de la poblaci6n sino para un porcentaje de la misma, éste debe ser representativo del número de usuarios q•Je se van conectando a la red a través de los años. como se podr a- preciar posteriornente en los Cuadros de proyeccicSn de la Deman da tanto de agua como desague •

CAPITULO V

ESTUDIO DE DOTACION DEL AGUA

5° I Tipos de consumo:

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden discriminar así:

Uso doméstico: Constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.

Uso comercial: Tiendas, bares, restaurantes, estaciones de servicio •

Uso industrial: Las cifras de consumo deben basarse en el tipo de industria como por ejemplo:

- agua como materia prima.
- agua consumida en procesamiento industrial.
- agua utilizada en congelación.
- agua necesaria para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

Uso público: Está constituido por el agua destinada a riego de jardines, parques, zonas verdes, fuentes y bebederos, piscinas públicas, limpieza de calles, combate contra incendio.

Pérdida en la red: Es motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede llegar a representar de un 15 a un 20 por 100 del consumo total.

5.2 Factores que determinan el consumo:.

El consumo de agua es función de una serie de factores inherentes a la calidad que se abastece. Depende principalmente de los sectores que la constituyen; la ciudad de Piura está integrada por sectores industriales, comerciales y residenciales, cuya composición porcentual es variable pa_

ro cada caso de acuerdo al plano regulador de la ciudad.

Los principales factores que influyen el consumo de agua en la locali --
dad son las que a continuación se resumen.

5.2.1 Importancia de la ciudad:

En ciudades grandes, es indudable que el consumo de agua es muy *elevada*, debido a que existe un gran desarrollo industrial, produciendo con l un desarrollo económico y demográfico, incrementándose de esta manera su consumo per cápita •

5.2.2 Características de la ciudad:

Este factor esta relacionado con las costumbres, nivel de vida y grado de cultura de los habitantes, se ha comprobado que barrios residenciales consumen mayor cantidad de agua que sectores de condiciones media y baja.

5.2.3 Costo del agua:

El costo de agua influye en el consumo de agua, la población consume agua y desperdicia si los costos son muy bajos, si los costos son elevados, la población tendrá cuidado en los desperdicios y consumir menos. En términos económicos se considera al agua como un bien inelástico, pero si el costo se incrementa demasiado tiende a volverse un bien elástico •

5.2.4 Intereología:

Generalmente los consumos de agua varían a lo largo del año de acuerdo a la temperatura ambiental y el régimen de lluvias, en el caso de la ciudad de Piura y Castilla es un factor importante por encontrarse la ciudad en una zona de clima tropical con una temperatura media de 29-0 °C

5.2.5 Tamaño de la comunidad:

Algunas investigaciones realizadas en países desarrollados han --

puesto de manifiesto que los consumos per capita aumentan con el tamaño de la comunidad.

Una de estas expresiones que procura evaluar tal factor, como resultado de las investigaciones realizadas, es de CAPEN, que establece lo siguiente:

$$G = S_4 P^0 . 125$$

G = Consumo per capita Gal/p/día

P = Población en miles

Indudablemente que dicha expresión tiene aplicación en la región donde se realizó la investigación, a fin de mantener inalterables las otras variables, pero resulta innegable que el crecimiento poblacional provoca consecuentemente con el desarrollo económico y demográfico, un aumento de la dotación.

5.2.6 Otros factores:

Con frecuencia se considera que influyen en los consumos factores como: calidad de agua, eficiencia del servicio, utilización de medidas de control, sin embargo éstos son aspectos que aunque se reconoce que influyen decisivamente no son factores a considerar del diseño sobre todo porque un buen proyecto debe satisfacer condiciones óptimas de servicios y calidad.

5.3 Determinación del consumo medio o dotación de agua:

Para adoptar una determinación de la dotación del agua por habitante por día es necesario tener en cuenta los caracteres propios de la zona que contempla el proyecto, la información respecto a las normas de diseño aplicadas a nuestro medio, el número de conexiones domiciliarias existentes y proyectadas y por otro lado la información de especialistas, las cuales fijan dotaciones para diferentes : domésticas, públicas etc.

5.3.1 Nonnas de Diseño en nuestro medio:

Según el Reglamento Nacional de Construcciones en su anexo N° 3, Capítulo 3 -11- 3, la dotación diaria por habitante se ajustará a los siguientes valores y variará de acuerdo a la población y clima⁹

CLIMA		
Población	Frío	Templado y cálido
2,000 a 10,000	120 lt/hab/día	150 lt/hab/día
10,000 a 50,000	150 lt/hab/día	200 lt/hab/día
más de 50,000	200 lt/hab/día	250 lt/hab/día

La ciudad de Piuro y Castilla tiene una población actual mayor de los 50,000 habitantes con un clima cálido la mayor parte del año, por tanto le correspondiera por este primer análisis una dotación de 250 lt/hab/día.

5.3.2 Cantidad de Agua Necesaria:

La cantidad de agua para dotar a la población depende de

5.3.2.1 Consumo Doméstico:

Está en función de las condiciones de vida de los habitantes y de las posibilidades económicas.

Las dotaciones adoptadas para el consumo doméstico - corresponden a dotaciones típicas de consumo las cuales son:

- Bebida, cocina y limpieza : 20 lt/hab/día
 - Lavado de ropa : 10 lt/hab/día
 - Baño personal, etc. : 40 lt/hab/día
 - Gastos eventuales : 20 lt/hab/día
- 90 lt/hab/día

Los especialistas adoptan valores que hay que tener en cuenta

Steel	38 - 225	lt./hab/dra
Mendiola	57 - 190	lt./hab/dra
Fair y Geyer	57 - 265	lt./hab/dra

5.3.2♦2 Consumo Público:

Considera la dotación de agua para riego de jardines, limpieza pública, etc.

Steel	38 - 60	lt./hab/dra
Mendiola	19 - 57	lt./hab/dra
Fair y Geyer	19 - 75	lt./hab/dra

5.3.2.3 Consumo Comercial e Industrial:

Para hoteles, restaurantes, hospitales.yen general establecimientos que tienen mayor uso que el doméstico, el uso industrial es muy variado, dependiendo del tipo de industria, representa aproximadamente de 20 - 25% de la dotación total.

5.3.2.4 Fugas y Desperdicios:

Estas pérdidas varían entre el 10% - 20% del consumo total en redes bien tendidas •

Resumiendo los valores de consumo señalados para la ciudad de Piura, obtenemos:

Consumo Doméstico	:	120	lt./hab/dra
Consumo Público	:	45	lt./hab/dia
Consumo Comercial e Industrial	•	60	lt./hab/dia
		225	lt.;1,ab/dia
Fugas y desperdicios 20%		45	lt.;1,ab/dra
		270	lt.;1,ab/dra

Por este segundo análisis obtenemos para la ciudad de Piura y Castilla una dotación per cápita de 270 lt/1,ab/dra.

5.3.3 Población servida con conexiones domiciliarias:

Para hallar una dotación que se ajuste en lo máximo a la realidad, se ha desarrollado un análisis, basado principalmente en datos que provienen de la oficina de la Unidad Operativa del SENAPA - PIURA, entidad rectora de administrar todos los servicios de Agua Potable y Alcantarillado del Departamento de Piura.

CUADRO N° V -1

N° CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE FACTURADAS POR CATEGORIAS

Mes	A O 1981			Total
	Doméstico	Comercial	Indust.	
Enero	20,845	1,251	79	22,175
Febrero	20,854	1,250	69	22,173
Marzo	20,829	1,271	72	22,172
Abril	20,902	1,264	79	22,246
Mayo	20,935	1,284	111	22,370
Junio	21,168	1,281	100	22,549
Julio	21,049	1,283	100	22,432
Agosto	20,970	1,291	90	22,351
Setiembre	21,052	1,279	93	22,424
Octubre	21,101	2,284	89	22,474
Noviembre	21,112	1,284	74	22,470
Diciembre	--	--	--	---
PROMEDIO	20,987	1,275	87	22,349

CUADRO Nº V - 2

CONSUMO DE AGUA CONTABILIZADA EN M³/MES POR CATEGORIAS

Mes	Dom.Sstico	Comercial	Industrial	Total
Enero	524,933	189,660	28,070	742,663
Febrero	512,843	182,352	26,268	721,463
Marzo	515,462	171,704	27,949	715,115
Abril	509,213	174,852	27,186	711,251
Mayo	532,965	178,437	34,552	745,954
Junio	505,022	178,196	27,320	710,538
Julio	539,280	175,664	28,226	743,170
Agosto	528,891	182,255	25,443	736,589
Setiembre	508,929	181,732	24,274	714,935
Octubre	521,625	181,918	23,841	727,384
Noviembre	501,837	172,750	20,300	694,887
Diciembre	518,273	179,047	26,675	723,995
Total Anual	6'219,273	2'148,567	320,104	8'687,944
Promedio Mensual	518,273	179,047	26,675	723,995

Fuente: Oficina de la Unidad Operativa SENAPA-PIURA

CUADRO Nº V - 3

PRODUCCION DE AGUA

Nombre del Pozo	Producción de agua en miles m ³ /año 1981
El Chipe	546.5
Buenos Aires	768.0
Ucisa	1,740.4
Urb. Piura	1,464.0
Parque Infanti I	2,551.8
Sta. Rosa	520.5

San Eduardo	191.9
Sta. Julia	61.2
La Granja	1,614.00
Miraflores	1,319.2
El Cortijo	1,104.7
Total Anual	11,882.2

Fuente: Oficina de la Unidad Operativa SENAPA-PIURA

En el Cuadro N° V - , se observa que para el año 1981 se facturaron en promedio 20,987 conexiones domiciliarias de agua tipo doméstico, considerando el número de habitantes promedio por vivienda para Piura y Castilla (6 habitantes), se tendrá una población servida de 125,922 habitantes para el año 1981, esta población servida representa el 61% de la población total urbana de las ciudades de Piura y Castilla, se estima que un 13% de la población es abastecida por medio de conexiones clandestinas y el resto de la población (26%) se abastece por medio de piletas públicas o camiones cisternas.

La población servida se refiere a una población equivalente al número de conexiones domésticas.

CUADRO N° V - 3A

POBLACION SERVIDA: NUMERO DE HABITANTES Y PORCENTAJE

Año	Conex. Facturadas		Población Total	Pob. Servida	
	Total	Domestica		Hab.	%
1981	22,349	20,987	207,934	125,922	61

5.3.3. 1 Consumo promedio total anual:

De la información presentada en los Cuadros V - 1 y V-2

sobre número de conexiones facturadas por categorías y consumos en m³/mes se determinó el consumo promedio, por conexión para el año 1981 que tiene el siguiente valor:

$$\text{Consumo Promedio Total Anual} = \frac{723\,995 \text{ m}^3/\text{mes}}{22,349 \text{ conexiones}}$$

32039 m³/mes/conexión

5.3.3.2 Consumo Promedio por Categorías:

Al igual que el consumo promedio total determinado anteriormente, con la información que se tiene en los Cuadros V - 1 y V - 2 por cada categoría (doméstica, comercial e industrial) sobre número de conexiones y consumos, se obtuvieron los valores de consumo promedio mensual por conexión de cada categoría, para el año 1981 se presentan, a continuación:

a) Consumo promedio anual doméstico:

$$\text{Consumo promedio total anual} = \frac{518,273 \text{ m}^3/\text{mes}}{20,98}$$

24069 m³/mes/conex.

Considerando 6 Hab./conexión obtenemos un consumo per cápita de 135.31 l/día/hab.

b) Consumo promedio anual comercial:

$$\text{Consumo promedio anual comercial} = \frac{179,047 \text{ m}^3/\text{mes}}{1,275 \text{ conexiones}}$$

140042 l/mes/conex.

e) Consumo Promedio anual industrial:

$$\text{Consumo promedio anual industrial} = \frac{26,675 \text{ m}^3/\text{mes}}{87 \text{ Conex.}}$$

306.6 m³/mes/conex.

d) Agua no contabilizada:

Comparando los resultados finales de los Cuadros N° V-2 y V-iJ , fonnalizamos el Cuadro V-4 y el que nos permite apreciar la cantidad de agua no contabilizada. El Cuadro N° V -3 presenta la producción de agua obtenido de la explotación de los pozos y el Cuadro N° V-2 la cantidad de agua contabilizada,, la diferencia entre estos volúmenes nos permite determinar el agua no contabilizada, para el año 1981 la cantidad de agua no contabilizada fue de 26.9%.

CUADRO N° V - 4

Año	Producción m3/año	Consumo m3/año	Agua no Contabilizada	
			m3/año	%
1981	11'882,200	8'687,944	3'194,256	26.9

e) Resumen de consumo:

El Cuadro N° V - 5 , presenta un resumen de los consumos de agua en m3/mes/conexión, en promedio total y por categorías (domésticas, comercial e industrial).

CUADRO N° V -5

RESUMEN - CONSUMO PROMEDIO POR CATEGORIAS

Año	Agua no contabilizada %	Prom. Total Consumo	Doméstico		Comer. Consum	Indust. Consum
			Consumo	Dotación		
1981	26.9	32.39	24.69	135.31	140.42	306.6

CONSUMOS: M3/mes - conexión

DOTACIONES: lt/persona/dra

En el Cuadro de proyección de la Demanda de Agua - (Cuadro N° V - 6), se puede apreciar la demanda mensual y anual para las categorías comercial, doméstico e industrial, el agua no contabilizada (pérdidas y desperdicios) y la demanda anual de la población que serán atendidas por otros medios que no son las conexiones domiciliarias (piletas y camiones cisternas).

La demanda futura anual por todo concepto *está* cuantificada en la columna D. Para el final de la 1ra. Etapa - (año 1995) la demanda estimada anual es del orden de los 34.3 millones de m³ que corresponde a una demanda per cápita de los 258 lt/hab/dra {expresada en función de la población servida).

Para el final de la 2da. Etapa, se espera una demanda anual del orden de los 53.1 millones de m³ que corresponden a una demanda per cápita de 255 lt/hab/dia. La dotación promedio entre los años 1983 al 2005 resulta ser - 263 lt/hab/dra.

Para la elaboración del Cuadro N° V -6 se ha partido de los datos obtenidos en el año 1983 del Plan Operativo Institucional del SENAPA-PIURA del año 1984.

CUADRO N° V - 6- A

DEMANDA FUTURA TOTAL Y PERCAPITA (lt/hab/di)

Año Grupos	1983	1995	2005
Doméstico	133	133	133
Comercial	61	61	61
Industrial	7	7	7
P. N.S.	17	4	4
A.N.C.	78	53	50
TOTAL	296	258	255

P.N.S. = Población servida por otros medios (piletas, y/o camiones cisternas)

A.N.C. = Agua no contabilizada (perdidas y desperdicios).

Del Cuadro V - 6 se obtiene el aporte per cápita para los diferentes grupos de consumo por los años 1985, 1995 y 2005 como se observa en el cuadro V-6-A

Estos valores servirán para el cálculo de los caudales de diseño para las diferentes estructuras de abastecimiento.

5.4 Variaciones de Consumo:

En todo sistema de abastecimiento de agua, la cantidad de agua consumida, varra continuamente en función del tiempo, las condiciones climáticas y costumbres de la población.

Hay meses sobre todo en verano que el consumo es mayor, por otro lado en un mismo mes, existen días en que la demanda de agua asume valores mayores sobre los demás.

Durante el día el caudal dado por una Red pública varra continuamente, en las horas diurnas el caudal supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día, durante el período nocturno el consumo decae, por debajo de la media, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

5.4. 1 Consumo Promedio diario Anual (Op)

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registros, su cálculo viene dado por la población servida en el periodo de diseño por la dotación adoptada.

$$Q_p \therefore \frac{\text{Dot} \times \text{pob} \text{ (Lps)}}{86,400}$$

Dot = Dotación (lt/ab/dra)

Pob = Población (Número de habitantes)

Op = Consumo promedio (lps)

5.4. 2 Variaciones Diarias - Consumo Máximo Diario:

El factor que más influye en este valor, es el clima, la ciudad de Piura y Castilla tiene un clima cálido y seco con una temperatura media de 25 °C.

Se afecta al consumo promedio por un coeficiente K_1 llamado coeficiente del día de máximo consumo y se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_1 = \frac{\text{Consumo máximo diario}}{\text{Consumo Promedio diario anual}}$$

A continuación se señalan valores de K_1 de diferentes países para efectos de comparación, tomados del Manual de Hidráulica, - Autor Acevedo Netto.

País	Autor	K_1
Alemania	Hutte	1.6 - 2.0
Brasil	Azevedo	1.2 - 1.5
España	Lázaro - Urrea	1.5
Estados Unidos	Fair y Geyer	1.02 - 2.0
Francia	Devaube Ymbeaux	1.5
Inglaterra	Gourley	1.1 - 1.4
Italia	Galizio	1.5 - 1.06
Méjico	Rivas - Mijares	1.2 - 1.5
Uruguay	O.S.C.	1.5

El Reglamento Nacional de Construcciones considera una variación diaria de 1.2 - 1.5 del Consumo Promedio Diario. Para la Ciudad de Piura, Castilla se ha adoptado un coeficiente de variación diaria de $K_1 = 1.3$.

5.4.3 Variación Horaria - Consumo Máximo Horario:

Es lógico pensar que durante las horas del día no se producirá un consumo uniforme, existiendo variaciones entre estas, que dependerán de varios factores; como el tamaño de población y sus costumbres. Esta variación es mayor en ciudades pequeñas donde ocurre que sus pobladores tienen costumbres y actividades más o menos análogas, contrariamente a lo que sucede en grandes ciudades, debido a la diversificación de actividades y costumbres.

Para este caso nos interesa saber el coeficiente de variación horaria (K_2) que tiene la siguiente expresión:

$$K_2 = \frac{\text{Consumo Máximo Horario}}{\text{Consumo Promedio Diario Anual}}$$

El Coeficiente K_2 oscila entre valores de 1.5 y 3, a continuación se señalan valores de K_2 de diferentes países

País	K_2
Alemania	1.5 - 2.5
Francia	1.5
España	1.6
Inglaterra	1.5
Uruguay	1.5

El Reglamento Nacional de Construcciones en el anexo 3-11-11-4-b dice:

Para Poblaciones de 2,000 a 10,000 Hab. : K2 : 2.5

Para Poblaciones de ms de 10,000 hab. : K2 = 1.8

El valor adoptado para la ciudad de Piura y Castilla serd de K2 : 1.8.

5.4.4 Coefficiente de Refuerzo o Mdximo Maximorum (..3b)

Corresponde a la demanda mdxima anual instandnea que corres-
poriderra al producto de los coeficientes anteriores K1 y K2.

$$\begin{aligned} \text{Para nuestro caso} \quad K3 &= K1 \times K2 \\ K3 &= 1.3 \times 1.8 = 2.34 \\ K3 &: 2.34 \end{aligned}$$

5.5.Caudales de Diseño:

Con los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria adopta-
dos y la dotación obtenida del Cuadro de Proyección de la Demanda(Cua-
dro V - 6) se obtienen los caudales de diseño que se muestran en el --
Cuadro siguiente (Cuadro V - 7)

CUADRO V - 7

CAUDALES DE DISEÑO

Arto	Población servida {hab.}	Qp (Lps)	Omd (Lps)	Omh (Lps)	Dotación Lt/1,ab/dia
1995	363,528	1,086	1,411	1,954	258
2005	569,973	1,682	2,187	3,028	255

C U A D R O V - 6

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA PARA LOS CAUDALES DE PURA Y CASTILLA

HASTA EL 2005

AÑO	POB	Z	SERVIDA	N° DE CONEXIONES		M³/MES CONEX.			I	T	M³/ASO	POB		M³/ASO	M³	ANC	EMBARSA	LPPD - (1)	
				D	C	I	T	D				C	T						Z
1983	229,247	61	139,668	23,278	1,823	105	25,206	24	132	290	558,672	240,636	30,450	829,758	9'957,096	39	89,559	15'559,857	267
84	240,709	63	151,646	25,270	1,979	114	27,367	24	137	300	606,480	271,123	34,200	911,803	10'941,636	37	89,063	16'338,542	273
85	252,745	70	176,921	29,487	2,309	133	31,929	24	141	303	707,688	325,569	40,299	1'073,550	12'882,672	30	75,824	18'513,976	256
86	264,876	72	190,710	31,785	2,489	143	34,617	24	141	307	762,840	350,949	43,901	1'157,690	13'892,280	28	74,166	19'366,504	287
87	277,590	74	205,416	34,236	2,681	154	37,071	24	141	307	821,664	378,021	47,278	1'246,963	14'963,556	26	72,174	21'511,683	277
88	290,915	76	221,095	36,849	2,885	166	39,900	24	141	307	884,232	406,785	50,962	1'341,979	16'103,748	24	69,820	23'337,818	256
89	304,880	78	237,806	39,634	3,103	179	42,916	24	141	307	951,216	437,523	54,953	1'443,692	17'324,302	22	67,074	25'466,131	270
90	319,515	80	255,612	42,602	3,336	192	46,130	24	141	307	1'022,448	470,376	58,944	1'551,768	18'621,216	20	63,903	28'269,487	269
91	334,851	82	274,577	45,763	3,583	206	49,552	24	141	307	1'098,312	505,203	63,242	1'666,757	20'001,084	18	60,274	31'333,399	261
1992	350,924	84	294,776	49,129	3,847	221	53,197	24	141	307	1'179,096	542,247	67,847	1'789,190	21'670,280	16	56,148	34'833,565	259
93	367,769	86	316,281	52,713	4,127	238	57,078	24	141	307	1'265,112	581,907	73,066	1'920,085	23'041,020	14	51,488	38'537,745	252
1994	385,422	88	339,171	56,528	4,426	255	61,209	24	141	307	1'356,672	624,066	78,285	2'059,023	24'708,276	12	46,251	42'833,541	252
95	403,920	90	363,528	60,588	4,744	273	65,605	24	141	307	1'454,112	668,904	83,811	2'206,827	26'481,924	10	40,392	47'177,649	256
96	422,500	90	380,250	63,375	4,962	286	68,623	24	141	307	1'521,000	699,642	87,802	2'308,444	27'701,328	10	42,250	52'011,084	256
97	441,935	90	397,741	66,290	5,190	299	71,799	24	141	307	1'590,960	731,790	91,973	2'414,723	28'976,676	10	44,194	56'933,543	255
98	462,264	90	416,037	69,339	5,429	313	75,081	24	141	307	1'664,136	765,489	96,091	2'526,076	30'312,912	10	46,227	61'967,826	255
99	483,528	90	435,175	72,529	5,679	327	78,535	24	141	307	1'740,696	800,739	100,389	2'641,824	31'701,888	10	48,353	67'144,440	255
2000	505,770	90	455,193	75,865	5,940	342	82,147	24	141	307	1'820,760	837,540	104,994	2'763,294	33'159,528	10	50,577	72'533,382	255
2001	529,036	90	476,132	79,355	6,213	358	85,926	24	141	307	1'904,520	876,033	109,906	2'890,459	34'685,508	10	52,904	78'144,440	255
02	553,371	90	498,033	83,005	6,499	374	89,878	24	141	307	1'992,120	916,359	114,818	3'023,297	36'279,564	10	55,338	83'087,499	255
03	578,827	90	520,844	86,824	6,798	392	94,014	24	141	307	2'083,776	958,518	120,344	3'162,638	37'951,656	10	57,883	88'087,499	255
04	605,453	90	544,907	90,817	7,111	409	98,337	24	141	307	2'179,608	1'002,651	125,563	3'307,822	39'693,864	10	60,546	93'333,382	255
2005	633,304	90	569,973	94,995	7,438	428	102,861	24	141	307	2'279,880	1'048,758	131,396	3'460,034	41'520,408	10	63,371	99'144,440	255

C - Demanda Anual para Conexión Doméstica Comercial e Industrial

B - Demanda Anual de la POB No Servida con Conex. Domiciliarias.

D - Demanda Anual, incluyendo agua no contabilizada.(A.H.C)

(1) Demanda en Lppd con respecto a la pob. servida

Dotación para POB no servida 40 LPPD

CAPITULO VI

OBRAS PROYECTADAS

,. I ASPECTO SANITARIO:

La implantación de un sistema de abastecimiento de agua, genera o necesidad de recolección, alejamiento y disposición final de las aguas servidas, formándose así servicios de infraestructura indispensables en toda comunidad civilizada; con la construcción de estos tipos de obras, se busca alcanzar objetivos importantes como:

- a. - Mejoría de las condiciones sanitarias locales.
- b. - Conservación de los recursos naturales.
- c. - Recolección y alejamiento rápido y seguro de las aguas residuales.
- d. - Disposición adecuada, sanitariamente hablando del efluente.
- e. - Eliminación de focos de contaminación, así como de aspectos estéticos (por ejemplo olores desagradables).

6.2 PLANTEAMIENTO GENERAL

Las obras consideradas en este proyecto tienden a resolver en forma integral los problemas derivados de la existencia de aguas residuales de las ciudades de Piura y Castilla dentro del periodo de diseño considerado que es de 20 años; el proyecto da pautas del mejoramiento y ampliación del sistema de acuerdo a las necesidades de cada etapa de 10 años de duración cada una; además se considera un proyecto de Rehabilitación del Sistema de Alcantarillado que como es de conocimiento a raíz

de los fuertes aguaceros, crecientes del Río Piura del año 1983 fue destruida en gran parte. Entendiéndose por Rehabilitación una forma de acción que consiste en rehabilitar de nuevo o restituir una estructura de alcantarillado a su antiguo estado, o en su defecto como se mencionó cambiarla de acuerdo a las necesidades futuras de la población que se contemplan en el estudio de ampliación y mejoramiento del sistema.

En líneas generales la finalidad del proyecto puede resumirse de la siguiente manera:

- Medidas de emergencia a tomarse en este tipo de desastre.
- Rehabilitar el sistema de alcantarillado, reparación /y. reequipamiento de las Cámaras de Bombeo de Desagues que se encuentran en mal estado, de acuerdo a los planteamientos que se dan para las etapas como se verá posteriormente.
- Dentro del criterio de utilizar las estructuras del sistema existente tanto como sea practicable se mejoror las condiciones en que él mismo trabaja, aliviando aquellos tramos que se encuentran sobrecargados y cambiando los colectores que por su estado de conservación no ofrecen garantías para el funcionamiento normal de la red.
- Prever el área de drenaje de las áreas de expansión futura, mediante el diseño de Colectores Primarios, Estaciones de Bombeo, etc.
- Solucionar el problema creado por la disposición actual y futura de las aguas servidas, conduciéndolas hasta una zona apropiada donde se les dará el tipo y grado de tratamiento que ellas requieren y donde no signifiquen molestia, ni peligro para la población.
- Factibilidad de ejecutar la obra, se indica que el terreno influye notablemente en la construcción de las diferentes estructuras sani-

tarias, por la calidad del terreno y la napa freática de agua muy superficial agudiza aún más el problema •

6.3 CONCEPTOS Y DEFINICIONES

Se define como sistema de alcantarillado, el conjunto de obras e instalaciones destinadas a propiciar la recolección, evacuación y disposición final desde el punto de vista sanitario de las aguas servidas de una ciudad.

A continuación se presenta un conjunto de definiciones y conceptos normalmente utilizados en la elaboración de proyectos y operación de sistemas de alcantarillados sanitarios:

Aguas Residuales:

Líquidos residuales o efluentes de sistemas de alcantarillados, constituyen las aguas domésticas residuales y los desechos industriales.

Aguas Residuales Domésticas:

Desechos líquidos de las casas habitación, establecimientos comerciales, instituciones y edificios públicos. Incluyen las aguas inmundas o negras y las aguas servidas.

Aguas Inmundas ó Negras:

Es la parte de aguas residuales que contienen las materias fecales.

Aguas Servidas:

Efluentes que originan la limpieza y lavado.

Desechos:

Desagues de las casas, exclu(das las aguas de lluvia.

Aguas Residuales de Industrias:

Son las efluentes de las operaciones industriales.

Aguas de Infiltración:

Parte de las aguas del subsuelo que penetra en los buzones y tuberías del alcantarillado.

Aguas de Lluvia ó Pluviales:

Aguas de lluvia que escurren superficialmente.

Sistema Combinado :

Sistema de alcantarillado en que las aguas residuales, aguas pluviales y aguas de infiltración fluyen por la misma tubería.

Sistema Separado:

Comprende dos sistemas diferentes de tuberías, uno para las aguas residuales y aguas de infiltración y el otro destinado exclusivamente a las aguas pluviales.

Sistema Semicombinado:

También comprende dos sistemas de tuberías, no obstante es considerada la introducción de una parte definida de aguas pluviales en las tuberías de aguas residuales (aguas pluviales que se originan en áreas pavimentadas internas, terrazas y techos de los edificios).

Sistema de Drenaje de Aguas Pluviales:

Conjunto de tuberías y obras destinadas a la recolección y alejamiento de aguas pluviales.

Red de Alcantarillado:

Conjunto de tubería que comprende colectores de relleno, colectores troncales, interceptores o primarios, emisores, estaciones de bombeo, etc.

Colector Domiciliario:

Tubería que conduce las aguas residuales de los edificios hasta la Red de Alcantarillado.

Colectores de Relleno ó Secundarios:

Tubería de pequeño diámetro que recibe los efluentes de los colectores domiciliarios.

Colector Troncal:

Tubería principal de mayor diámetro que recibe los efluentes de varios colectores secundarios o relleno, conduciéndolos a un interceptor o emisor.

Interceptor:

Tubería de gran tamaño que intercepta el flujo de los colectores troncales con la finalidad de proteger los cursos de agua, lagos, ríos, playa, etc.

Emisor:

Conducto final de un SVema de alcantarillado, destinado al alejamiento de los efluentes de la red hasta el lugar de la descarga, sin recibir contribuciones en marcha o en su transcurso.

Plantas de Bombeo:

Instalaciones electromecánicas y obras civiles destinadas a elevar las aguas, evitando de esta forma, la profundidad excesiva de las tuberías.

Equipo accesorio:

Obras e instalaciones complementarias del sistema de alcantarillado, comprenden los pozos de inspección o buzones, tanques de lavado, etc.

6.4 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Para la recolección y alejamiento de las aguas pluviales y residuales de las ciudades, existen los siguientes sistemas de alcantarillado:

- a. - Sistema combinado
- b. - Sistema semicombinado
- c. - Sistema separado

En el primer caso, la red sanitaria es construida para recoger y conducir las aguas servidas junto con las aguas pluviales, es obvio que las dimensiones de los conductores resulten relativamente grandes y las inversiones frecuentemente altas.

Para reducir el volumen de aguas pluviales, se adopta el sistema semicombinado, la que solo admite una parte de las aguas de lluvia de los domicilios, la otra parte se evacua mediante un sistema de drenaje pluvial.

El sistema separado es concebido únicamente para recibir las aguas residuales de la actividad urbana, haciéndose el alcantarillado de aguas pluviales un sistema propio e independiente.

6.5 ELECCION DEL SISTEMA A USAR

En el Capítulo ti, cuando se analizó el Régimen de Máximos Descargos del Río Piura se mencionó que el fenómeno ocurrido el año 1983 no se ajustaba a una Ley de Probabilidad de ocurrencia, por tratarse de un evento extraordinario fuera de lo normal, cuyo periodo de retorno sería de 25 años a más, por ello el diseñar un sistema combinado tendría las siguientes desventajas:

- Sobredimensionamiento del sistema, acrecentando enormemente los costos y por ende producir un alto porcentaje de ociosidad.
- El clima de la ciudad es subtrópico - tropical, que en condiciones normales se caracteriza por la escasez de lluvias y el predominio de desierto en su paisaje, al adoptarse el sistema combinado se producirían velocidades muy bajas de arrastre, trayendo por consecuencia:
 - a) Descomposición de la materia orgánica, por las bacterias anaeróbicas tornándose séptico el desague lo cual dificulta el proceso de tratamiento.
 - b) La septi(c)idad del desague trae como consecuencia la corrosión de las tuberías, porque al descomponerse la materia orgánica produce ácido sulfúrico (H_2S) que se concentra en la parte inferior de la tubería destruyéndola por su acción corrosiva.

A continuación hacemos una descripción de los problemas de la red y las razones del tipo de sistema adoptado a usar:

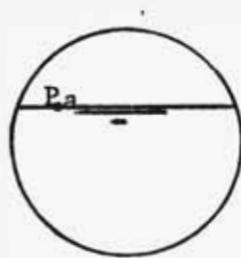
- La deficiencia en la construcción de muchos colectores, la obsolescencia de algunos por funcionar a tubo lleno, la agresividad del terreno sobre la tubería y los fuertes aguaceros del año 1983, trajeron por consecuencia que los colectores colapsaran, y los equipos de bombeo se deterioren por la incapacidad de bombear las aguas de lluvias que se infiltraban por la red.
- Las localidades ribereñas fueron inundadas por la creciente del Río Piura, introduciéndose el agua por los buzones y tuberías, aparte de destruir la línea de impulsión de desagües de Castilla que la conectaba con el de la Ciudad de Piura, dejó al distrito sin disposición final de las aguas servidas produciendo por ello represamiento del desagüe por los buzones y el anegamiento de varias arterias de la ciudad con el nocivo elemento.
- El año 1973 se produjo una precipitación pluvial que podría considerarse como la segunda de mayor intensidad en los 20 años de registro, el sistema con todos sus problemas como se anotó respondió a la evacuación de las aguas pluviales, demostrando que el sistema separativo era suficiente.

Por lo descrito adoptamos el sistema de tipo separativo por ajustarse a la realidad, pero planteamos la ejecución de algunas alcantarillas pluviales de diámetro mínimo que servirán como aliviaderos que irán hacia el río en caso de producirse una precipitación que pueda poner en alerta el sistema, también el de construir una defensa ribereña del Río Piura, esto es encausarlo o canalizarlo por medio del hincado de tablaestacas de concreto armado y un enrocado con la finalidad de no permitir desborde hacia la ciudad, este tipo de obra no es parte del proyecto de rehabilitación que se desarrolla.

6.6 HIDRAULICA DEL ALCANTARILLADO

6.6. 1 F6nnulas prdcticas para conductos circulares libres

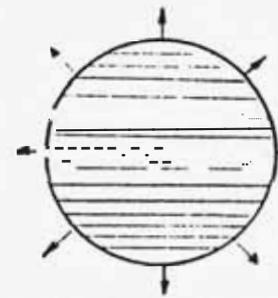
Los conductos libres est6n sujetos a la presi6n atmosf6rica, por lo menos en un punto de su 6rea hidr6lica (secci6n de flujo).



Conducto libre en contacto con el aire.



Caso límite de conducto libre



Conducto forzado o a presión

a) F6nnula de CHEZY

Las fcSnnulas establecidas para flujo en conductos libres, se basan en la expresicSn de Ch6zy:

$$V = C \sqrt{R_H S}$$

D6nde:

V : Velocidad (m/seg)

C : Constante de CHEZY

RH : Radio Hidr6ulico (mt.)

S : Pendiente en (m/m)

Para los conductos de secci6n circular, funcionando totalmente llenos o a media secci6n el Radio Hidr6ulico (RH) es igual a $d/4$; comparando con la expresi6n de Darcy ,

$$hf = f \frac{L}{2gd} V^2$$

Tenemos:

$$e = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

Siendo f = Coeficiente de fricción de la fórmula de Darcy.

b) Fórmula de Ganguillet - Kutter

De la expresión de Chezy : $V = C \sqrt{R_H S}$

Los ingenieros suizos Ganguillet y Kutter, propusieron la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente C .

$$e = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S} \right) \frac{n}{\sqrt{R_H}}}$$

n : Coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes del conducto.

Valores del Coeficiente n

Naturaleza de las paredes	n
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de fierro fundido	0.012
Tubos de asbesto-cemento	0.011

c) Fórmula Simplificada de Kutter

Para las pendientes (S) mayores a 0.0005 m/m \diamond (0.5%)

$$e - \frac{100 \sqrt{R_H}}{(100n - 1) + \sqrt{R_H}} \quad (S > 0.5 \%)$$

Para conductos circulares a tubo lleno: $R_H = d/4$ y $S = 0.5\%$, en la expresión de CHEZY obtenemos:

$$V = \frac{50 d \sqrt{S}}{0.598 + Jd} \quad (\text{m/seg})$$

Siendo $Q = V \cdot A$, entonces:

$$Q = \frac{39.25 d^3 \sqrt{S}}{0.598 + Jd} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

donde:

d : diámetro en mts.

S : pendiente en m/m

V : Velocidad en m/seg (tubo lleno)

Q : Caudal en m^3/seg (tubo lleno)

d) Fórmula de Manning

Resulta de una simplificación de la fórmula de Ganguillet-Kutter, Manning determinó:

$$V = \frac{R_H^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{mts/seg})$$

Los valores de "n" son los mismos de Kutter, la fórmula ha sido establecida para conductos libres, pudiendo aplicarse para el cálculo de conductos forzados, es una de las expresiones más simples y aplicadas en los últimos tiempos.

Para conductos circulares de concreto (n:0.013) que trabajan a tubo lleno tenemos:

$$V = 30.53 d^{2/3} \sqrt{s}$$

$$s = \left(\frac{V}{30.53 d^{2/3}} \right)^2$$

$$Q = 23.98 d^{8/3} \sqrt{s}$$

d : diámetro en metros

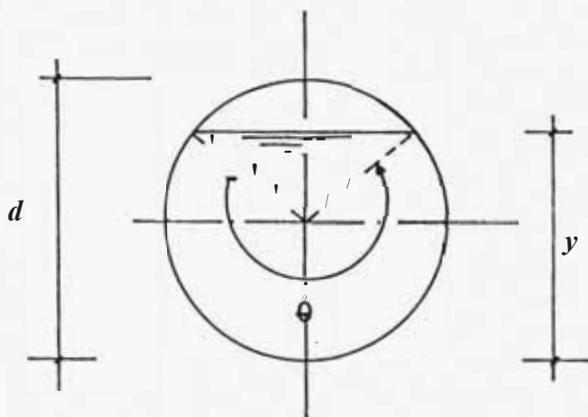
S : pendientes en m/m

V : velocidad a tubo lleno (m,seg)

Q : caudal a tubo lleno (m3/seg)

6.6.2 Elementos hidráulico; de conductos circulares parcialmente llenos:

a) Fórmulas Geométricas:



$$Q = \text{arcos} \left\{ \frac{I}{2 dp} \right\}$$

d : diámetro del conducto

θ : ángulo en radianes

y : tirante de desagüe

y/d : dp: diámetro proporcional

Por Geometría:

$$dp = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\theta = \arccos (1 - 2 dp)$$

$$\text{sen} \frac{\theta}{2} = 2 \sqrt{dp - dp^2}$$

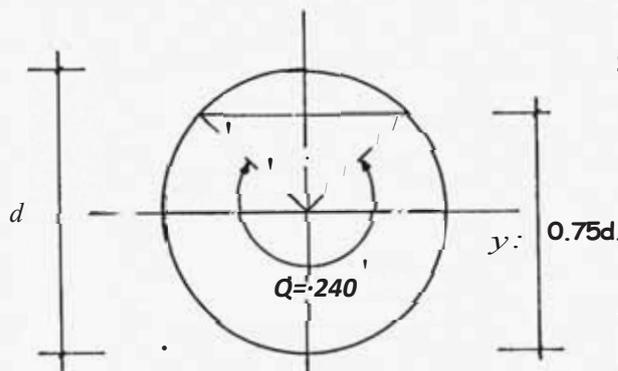
b) Expresión de elementos hidráulicos en función de Q y dp

Elemento Hidráulico	Función Q	Función (dp)
Area Hidráulica	$\frac{1}{8} (Q - \text{sen} Q) d^2$	$\frac{1}{4} \left\{ \arccos(1 - 2dp) - 2(1 - 2dp) \sqrt{dp} \right\} d^2$
Perímetro mojado	$\frac{1}{2} Q d$	$d \arccos(1 - 2dp)$
Radio Hidráulico	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen} Q}{Q} \right) d$	$\frac{d}{4} \left\{ 1 - \frac{4(1 - 2dp) \sqrt{dp}}{2 \arccos(1 - 2dp)} \right\}$

e) Diámetro, Caudales y velocidades proporcionales

Para el 50% y 75% del diámetro del colector, consideraciones básicas de diseño como veremos más adelante.

Diámetro proporcional $y/d = 0.75$



Para $y/d = 0.75$, y reemplazando en las fórmulas anteriores obtenemos

un $Q = 240^\circ$ $\frac{6.417 \text{ rad}}{3}$ $\frac{6.417 \text{ rad}}{3}$

Area = 0.632 d^2

$p = 2.094 d$

RH = 0.302 d

Manteniendo la pendiente y el coeficiente de rugosidad n constante, de la fórmula de Manning obtenemos las siguientes relaciones:

$$V_p = \frac{\text{Velocidad proporcional: } V_{\text{tubo } 3/4 \text{ d}}}{V_{\text{tubo lleno}}} = \left[\frac{0.3C12d}{0.25 \text{ d}} \right]^{2/J}$$

$$V_p: \quad 1.134$$

$$q_p \text{ ;; Caudal proporcional} = \frac{\text{tubo } 3/4 \text{ d}}{\text{tubo lleno}} \cdot 0.913$$

$$\underline{\text{Diámetro proporcional } y/d = 0.50}$$

De la misma manera obtenemos:

$$Y_p = 1.00$$

$$q_p = 0.50$$

Para diferentes valores de pendientes y y diámetros se ha tomado como ilustración las tablas de caudales que aparecen en el manual de hidráulica de Acevedo-Netto; y el abaco de elementos hidráulicos proporcionales; de utilidad para el cálculo de la Red de Alcantarillado como se verá posteriormente.

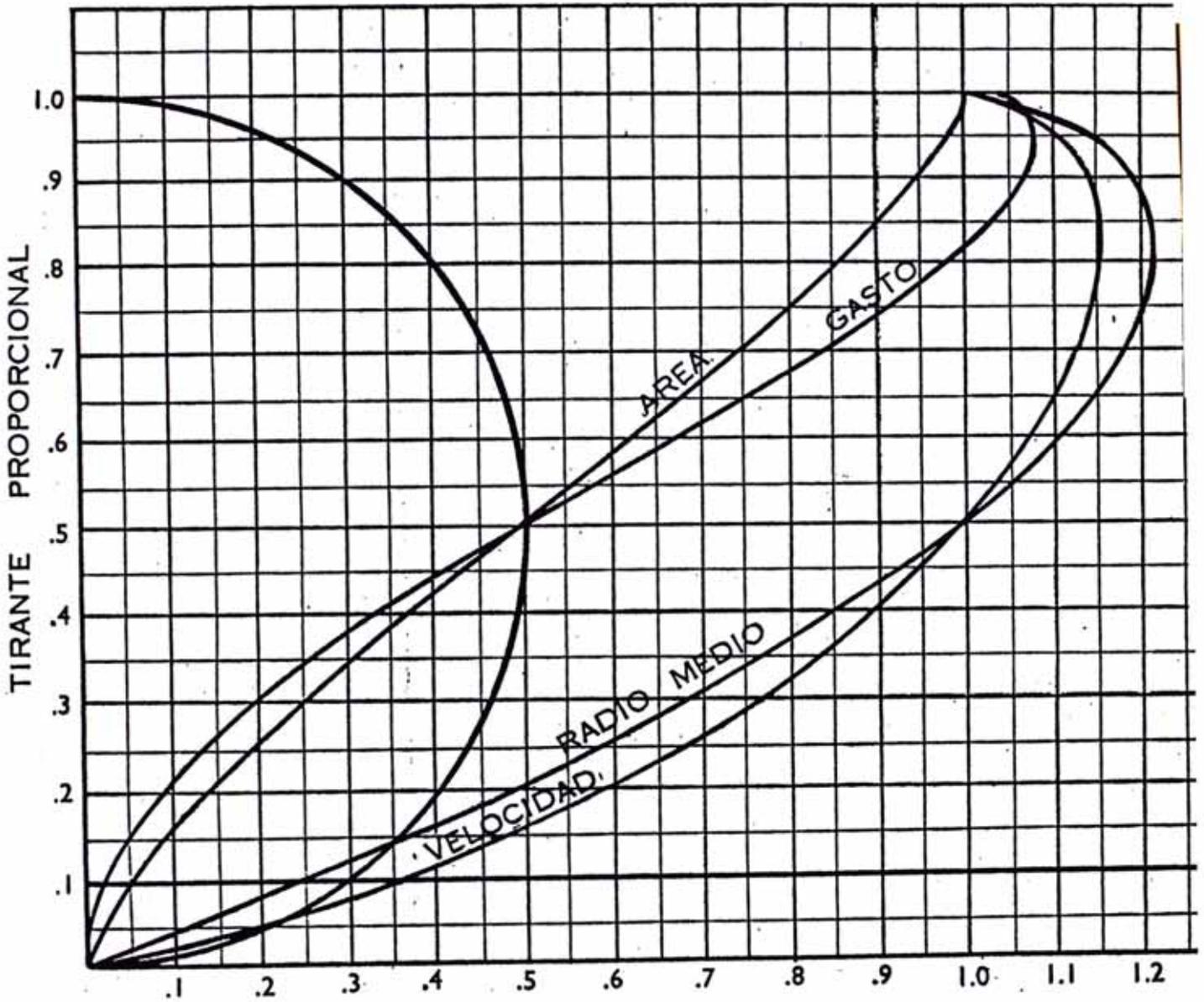
6.7 DETERMINACION DEL CAUDAL A EVACUAR

6.7. I Población Servida:

La población servida, mediante conexiones domiciliarias de desague al sistema de alcantarillado a fines del año 1983 fue de 113,166 habitantes que representó el 49% de la población total de dicho año, con un total de 20,098 conexiones domiciliarias de desagua, dato obtenido del "Plan Institucional de la Unidad Operativa del Senapa Piura", discriminadas por categorías como se aprecia en el Cuadro VI - I

**CARACTERISTICAS TECNICAS
CRITERIOS DE CALCULO**

ELEMENTOS HIDRAULICOS PROPORCIONALES

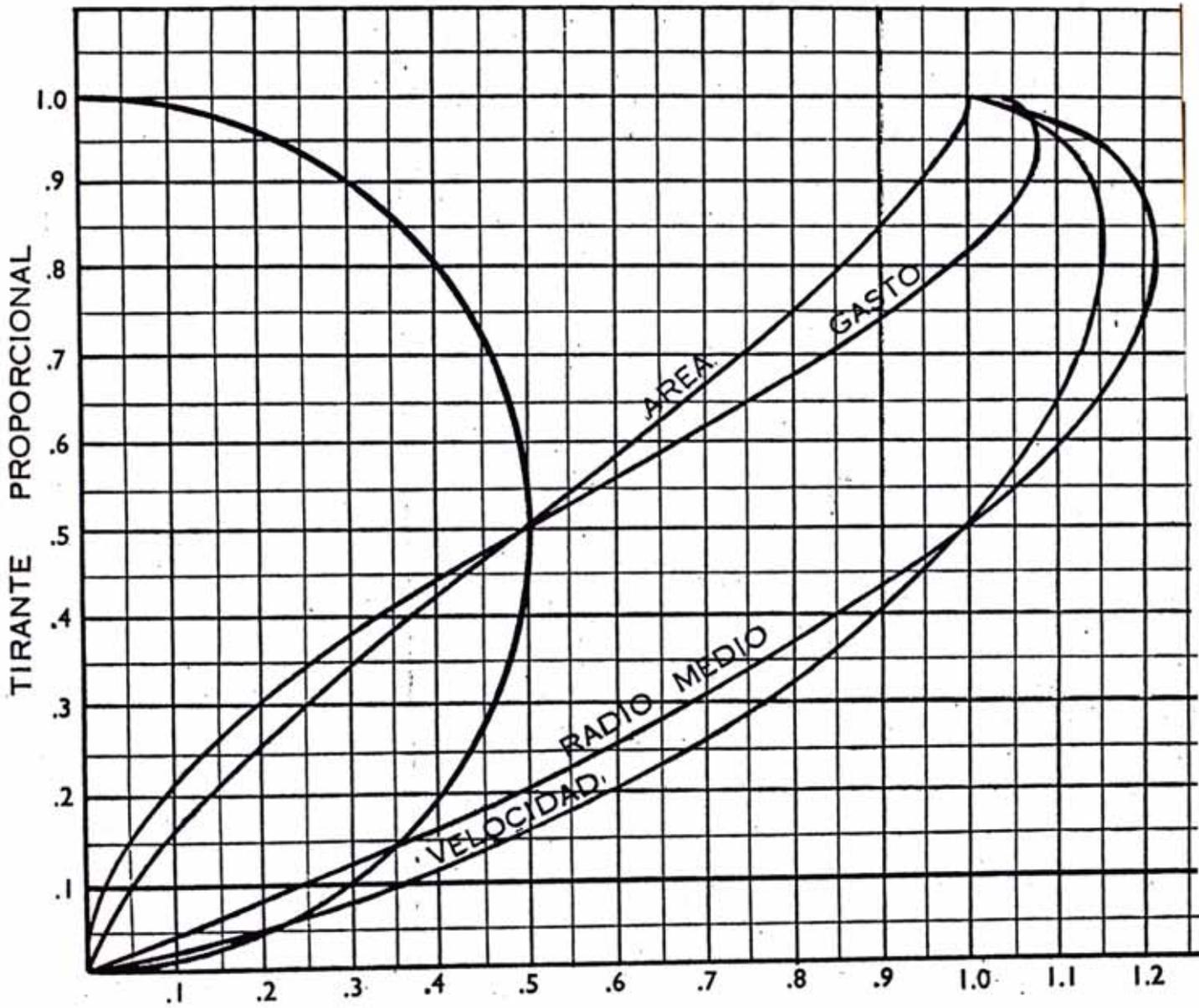


AREA - GASTO - RADIO MEDIO Y VELOCIDAD PROPORCIONALES

SEGUN FORMULA DE MANNING

**CARACTERISTICAS TECNICAS
CRITERIOS DE CALCULO**

ELEMENTOS HIDRAULICOS PROPORCIONALES



AREA - GASTO - RADIO MEDIO Y VELOCIDAD PROPORCIONALES

SEGUN FORMULA DE MANNING

CUADRO VI - 1
CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE (1983)

Categoría	N ° de conexiones	Porcentaje
Doméstica	18,861	94.0
Comercial	1,147	5.7
Industrial	90	0.3
TOTAL	20,098	100.0

6.7.2 tasas de Ejecución:

La ejecución de las obras del Sistema de Alcantarillado será en 2 etapas, la primera para satisfacer la demanda o contribución del sistema hasta el año 1995 y la segunda para el periodo 1995-2005, considerándose el proyecto de Rehabilitación como resultado de las pautas de diseño que se toman en cuenta en el estudio de cada etapa.

6.7 .3 Caudales de contribución al sistema:

6.7 .3. 1 Cálculo del caudal de aportación al sistema de alcantarillado por conexiones domiciliarias

La contribución de aguas servidas del número total de conexiones domiciliarias puede estimarse como el 80% con respecto al consumo por conexión domiciliaria de agua, según normas del Ministerio de Vivienda.

Con la población servida, número de conexiones, -

CUADRO VI - 2

PROYECCION DE LA CONTRIBUCION DE ALCA. TARILLADO PIURA Y CASTILLA

A.	POB	SERVIDA	N° DE CC'EXIOES		T	MUJERES/CO'EX.		PR	3/ES			TOTAL	I,Go	APOR-TAC.	
			D	e		I	D		e	I					
1983	229,247	113,160	18,861	1,147	20,098	19	106	232	25	358,359	121,582	20,880	500,821	6'009,852	146
1984	240,709	111,133	18,856	1,076	20,016	19	110	240	25	358,264	118,360	20,160	496,784	5'961,408	144
1985	252,745	151,647	25,275	1,442	26,830	20	113	245	26	505,500	162,946	27,685	696,131	8'353,572	151
1986	264,876	161,874	26,929	1,637	28,587	20	113	245	26	538,580	173,681	29,645	741,906	8'902,872	151
1987	277,590	172,106	28,684	1,637	30,449	20	113	245	26	573,680	184,981	31,360	710,021	9'480,252	151
1988	290,915	183,276	30,546	1,743	32,426	20	113	245	26	610,920	196,959	33,565	841,444	10'097,328	151
1989	304,880	195,123	32,521	1,856	34,523	20	113	245	26	650,420	209,728	35,770	895,918	10'751,016	151
1990	319,515	207,685	34,614	1,975	36,744	20	113	245	26	692,280	223,175	37,975	951,430	11'441,160	151
1991	334,851	221,002	36,834	2,102	39,101	20	113	245	26	736,680	237,526	40,425	1'014,631	12'175,572	151
1992	350,924	235,119	39,187	2,236	41,598	20	113	245	26	783,740	232,668	42,875	1'079,283	12'951,396	151
1993	367,769	250,083	41,681	2,378	44,246	20	113	245	26	833,620	265,714	45,815	1'148,149	13'777,788	151
1994	385,422	265,941	44,324	2,529	47,051	20	113	245	26	886,480	285,777	48,510	1'220,761	14'649,132	151
1995	403,920	286,783	47,797	2,728	50,739	20	113	245	26	955,940	308,264	52,430	1'316,634	15'799,608	151
1996	422,500	304,200	50,700	2,893	53,820	20	113	245	26	1'014,000	326,909	55,615	1'396,524	16'758'2	151
1997	441,935	318,193	53,032	3,027	56,296	20	113	245	26	1'060,640	342,051	58,065	1'460,756	17'529,072	151
1998	462,264	332,830	55,472	3,166	58,886	20	113	245	26	1'109,440	357,758	60,760	1'527,958	18'335,496	151
1999	483,528	348,100	58,023	3,311	61,394	20	113	245	26	1'160,460	374,187	63,700	1'598,317	19'180,161	151
2000	505,770	364,154	60,692	3,464	64,428	20	113	245	26	1'213,840	391,432	66,640	1'671,912	20'062,944	151
2001	529,036	380,906	63,484	3,623	61,391	20	113	245	26	1'269,680	409,399	69,560	1'748,659	20'983,903	151
2002	553,371	398,427	66,405	3,790	70,492	20	113	245	26	1'328,180	428,270	72,565	1'828,935	21'947,220	151
2003	578,827	416,755	69,459	3,964	73,734	20	113	245	26	1'389,180	447,932	76,195	1'913,307	22'959,680	as1
2004	605,453	435,926	72,654	4,146	77,125	20	113	245	26	1'451,280	468,498	79,625	1'999,403	23'992,835	151
2005	633,304	455,979	75,997	4,337	86,674	20	113	245	26	1'519,940	490,081	83,300	2'093,321	25'119,852	151

contribución por conexión, puede confeccionarse el Cuadro VI-2 que representa la proyección de la contribución al alcantarillado de Piura y Castilla. Para el final de la primera etapa (año 1995) el aporte promedio diario de aguas residuales de las conexiones será de 43,287 m³/dra, que equivale a un gasto de 501 lt/seg.; mientras que para el año 2005, fin de la segunda etapa, se espera un aporte promedio de 68,822 m³/dra ó 796.5 lt/seg., no incluyéndose en este número, el aporte de conexiones clandestinas, ni contribuciones por infiltración de subsuelo.

Caudales de Diseño

Para obtener los caudales de diseño se ha considerado un aporte per cápita de 151 lt/hab/día, que es el promedio de los valores estimados, para los años 1995 - 2005, que figuran en la última columna del Cuadro VI - 2.

Seguidamente confeccionamos el cuadro de aportación total al sistema de alcantarillado por conexiones domiciliarias.

CUADRO VI - 3

CAUDALES DE APORTACION TOTAL AL SISTEMA DE ALCAANTARILLADO POR CONEXIONES DOMICILIARIAS

Año	Población Servida	Qpd lt/seg.	Qmd lt/seg	Qmh Lt/seg
1995	286,783	501.21	601.57	902.18
2005	455,979	796.91	1035.98	1434.44

Donde:

Qpd = Caudal Promedio Diario

Qmd = K1 x Qpd = Caudal máximo diario

Qmh = K2 x Qpd = Caudal máximo horario

K1 = 1.3 = Coeficiente de variación diaria

K2 = 1.8 = Coeficiente de variación horaria

Aporte per cápita = 151 lt/1,ab/día

Caudal unitario por aporte de conexión domiciliar (qcd)

Calculado por la siguiente expresión y teniendo en cuenta: el cuadro de área de expansión urbana (cuadro VI -4')

$$qcd_{1995} = qcd_{2005} = \frac{Qmh_{2005}}{\text{Area expansión urbana}_{2005}} = \frac{1434.44 \text{ lt/seg}}{3838 \text{ Ha.}}$$

$$qcd = 0.3737 \text{ lt/seg/1-fa}$$

6.7.3.2 Cálculo de Caudal de Infiltración

El agua de infiltración al sistema de alcantarillado esta en relación a los terrenos saturados de aguas freáticas, la permeabilidad del suelo y la clase de tubería a emplearse, en este caso para la ciudad de Piura y Castilla, el volumen de infiltración puede estimarse como:

Caudal de infiltración	=	Contribución total al sistema	Contribución total de conexiones domiciliarias
------------------------	---	-------------------------------	--

CUADRO VI - 4

AREAS DE EXPANSION URBANA (Ha)
CIUDAD DE PIURA Y CASTILLA

Descripción	Periodo.		
	Hasta 1995	1995-2005 ;	Hasta 2005
Ciudad de Piura	1562	885	2447
Ciudad de Castilla	769	436	1205
Area Industrial	117	69	186
TOTAL	2448	1390	3838

Se ha considerado una densidad uniforme de 160 hab/Ha no estableciendo zonas restringidas, ni aporte de desaguas diferenciales

Densidad promedio : 160 hab/ha •

En el año 1983, se llevaron a cabo mediciones, encontrándose una contribución total al sistema de 24,030 metros cúbicos diarios en promedio (24,030 m³/día), donde se incluye el aporte de conexiones domiciliarias e infiltración del subsuelo.

El cuadro N° VI - 2, para el año 1983, arroja una contribución de la totalidad de conexiones domiciliarias de 16,465 m³/día como promedio diario anual.

A esta cantidad habrá que afectarlo por un factor de seguridad que incluya la variación diaria y el aporte de conexiones domiciliarias clandestinas, que puede estimarse en un 20%, con lo que resultaría:

Contribución total de conexiones domiciliarias = 16,465 m³/ día x 1.20: 19758 m³/ día

or lo tanto:

Caudal de infiltración = 24,030 m³/ día - 19,758 m³/ día
= 4,272 m³/día,

que equivale a un gasto de 49.5 lt/seg.

Este caudal puede expresarse en función de la longitud total de colectores para ese año, en el Capítulo III anotamos que la longitud total de colectores fue de 178,091 metros, entonces:

Caudal de infiltración : $\frac{49.5 \text{ lt(seg)}}{178.091 \text{ Km}}$ = Q. 21779 lt₁seg, m

caudal unitario de infiltración (qi)

Es conveniente expresar el caudal de infiltración por hectárea de terreno habitado y servido, para estas consideraciones se tiene:

Número de Has. actuales servidas
por el servicio de alcantarillado = 1,090 Ha

Longitud de tubería por Hectárea = $\frac{178.091 \text{ Km}}{1090 \text{ Ha}}$

: 0.16339 Km/ha.

Luego el caudal unitario por infiltración será:

$q_i = 0.2779 \text{ lt/seg/m} \times 0.16339 \text{ Km/l-ha} = 0.04506 \text{ lt/seg/l-ha}$

También puede expresarse en función del número de habitantes por hectárea de acuerdo al plano regulador de la ciudad, la cual arroja una densidad promedio de 160 hab/l-ha.

Caudal de infiltración = $\frac{0.04506 \text{ lt/seg/l-ha}}{160 \text{ hab/l-ha}}$

$C_i = 8.881 \text{ m}^3 \text{ hab/año}$

Con este valor elaboramos el Cuadro VI - 4 Proyección de la contrubución total al Alcantarillado de la Ciudad de Piure y Castilla.

PROYECCION DE LA CONTRIBUCION TOTAL AL ALCANTARILLADO
 CIUDAD DE PIURA Y CASTILLA

AÑO	POB. SERVIDA	CONTRIBUCION M3/AÑO	INFILTRACION M3/AÑO	TOTAL
1983	113,160	6'009,852.-	1'004,974	7'014,826
1984	J.13, 133	5'961,408	1'004,734	6'966,142
1985	151,647	8'353,572	1'346,777	9'700,349
1986	161,574	8'902,872	1'434,939	10'337,811
1987	172,106	9'480,252	1'528,473	11'008,725
1988	183,276	10'097,328	1'627,674	11'725,002
1989	195,123	10'751,016	1'732,887	12'483,903
1990	207,685	11'441,160	1'844,450	13'285,610
1991	221,002	12'175,572	1'962,719	14'138,291
1992	235,119	12'951,396	2'088,091	15'039,487
1993	250,083	13'777,788	2'220,987	15'998,775
1994	265,941	14'649,132	2'361,822	17'010,954
1995	286,783	15'799,608	2'546,920	18'346,528
1996	304,200	16'758,288	2'701,600	19'459,888
1997	318,193	17'529,072	2'825,872	20'354,944
1998	332,830	18'335,496	2'995,863	21'291,359
1999	348,140	19'180,164	3'091,831	22'271,995
2000	364,154	20'062,944	3'234,052	23'296,996
2001	380,906	20'983,908	3'382,826	23'366,734
2002	398,427	21'947,220	3'538,430	25'485,650
2003	416,755	22'959,684	3'701,201	26'660,885
2004	435,926	23'992,836	3'871,459	27'864,295
2005	455,979	25'119,852	4'049,549	29'169,401

qi = 8.881 m³ /Año/Hab.

6.8 Descripción del Problema y Planteamiento de Alternativas:

Como se comentó anteriormente, los colectores principales de la ciudad de Piura y Castilla colapsaron a consecuencia del fenómeno de la corriente del Niño en el año 1983, por lo tanto se hace necesidad urgente la rehabilitación de los colectores, y darle al afluente el tratamiento respectivo •

Esta rehabilitación puede ser llevada a cabo, primero limpiando el colector represado o en su defecto cambiarlo, esta modificación es analizada con la capacidad que tendría este nuevo colector para atender las necesidades de su área de influencia, previniendo un mayor aporte, sobre todo si existe un área de expansión que en una primera y segunda Etapa, podría drenar hacia el colector sustituido. Los desagües del Distrito de Castilla estaban antes de las lluvias interconectados al de la ciudad de Piura por medio de una línea de impulsión, y eran bombeados hacia la laguna de Coscoyba (puede apreciarse en el plano de Sistema Actual de Desagües), Capítulo III; la crecida del río Piura destruyó el tramo del cruce en el puente, trayendo como consecuencia que la ciudad de Castilla quedara sin disposición final de las aguas servidas, esto ha llevado a que el Proyecto de Rehabilitación plantee independizar el sistema mediante el empleo de 2 cañalaras de bombeo paralelo, una ubicada en la parte Central de Castilla Nueva, la otra existente "El Cortijo", impulsando sus desagües hacia Lagunas de Estabilización estratégicamente ubicadas, los desagües que se bombean pertenecen a un área de drenaje existente que de acuerdo al plano regulador de la ciudad, sus estructuras deben ser diseñadas para un período de 10 años, es decir para la primera Etapa del proyecto, cuya ejecución en obra se hace necesario por razones obvias.

El suelo de la ciudad de Piura, no es muy accidentado, presenta grandes extensiones con poca pendiente, y con algunas depresiones, lo que lleva a considerar Cámaras de Bombeo para impulsar-



*DEFICIENCIA EN LA CONSTRUCCION
COLECTOR DE RELLENO MUY SUPERFICIAL*



*DREN RUSTICO PARA
EVACUAR AGUAS
SERVIDAS REPRESADAS*

las aguas servidas hacia una zona de disposición final; por las características de la región, como temperatura, luz, extensiones de terreno y variaciones de terreno, el tratamiento adecuado sería el de Lagunas de Estabilización, además del aprovechamiento de su efluente para el uso agrícola y formación de parques zonales.

Las cámaras de bombeo deben drenar la mayor área posible, teniendo en cuenta que los colectores que llegan a la cámara por gravedad no sobrepasen los 7 metros de profundidad lo cual elevaría grandemente el costo de instalación, aparte de la dificultad que ocasionaría la presencia del agua del subsuelo en la construcción del sistema.

Para el desarrollo del Proyecto de Rehabilitación se ha tenido en cuenta la topografía de las diferentes zonas consideradas para la expansión urbana futura, asimismo, la capacidad del Sistema de Alcantarillado existente evaluados en función de la pendiente y velocidades de flujo máximo, verificando si aún dicho colector puede servir para atender las necesidades inmediatas y futuras del ámbito urbano según el plano de expansión.

6.8.1 Medidas de Emergencia

Interrumpido el Sistema de Alcantarillado, el desague se represa por los buzones e inunda las calles de la ciudad, que por la escasa pendiente y algunas depresiones, origina el estancamiento de aguas servidas que representan peligrosos focos de contaminación que se sitúan dentro de la ciudad, por ello urge tomar medidas y acciones de inmediato con el fin de evitar peligro de aparición y propagación de epidemias que puede diezmar a la población.

6.8.1.1 Control de Insectos

Principalmente, el mosquito anopheles, conocido también como zancudo, debe ser controlado con -

La construcción de canales rústicos de tierra, para de ésta forma encauzar las aguas estancadas y llevarlas por escurrimiento hacia un buzón cercano que esté operativo, de esta forma podremos evitar el criadero y propagación de larvas.

Donde no puede ser posible la construcción del dren rústico por la falta de pendiente del terreno deben usarse larvicidas como el Verde de París, por ejemplo, para de esta forma matar las larvas, o usar petróleo que tiene la característica de producir una película o capa fuerte sobre le agua, e impedir la respiración y el ciclo vital del insecto. Cuando el mosquito es adulto deben usarse insecticidas de acción residual, esto significa que su acción dure de 5 a 6 meses, estos insecticidas pueden ser los:

Hidrocarburos Clorados: Productos como el Gamexán, Dieldrin, D.D.T., etc. •

Organofosforados : Como el: Malathion,- Parathion,- Folidol,etc

Los hidrocarburos clorados pueden prepararse especialmente en solución o suspensión, según si se mezcla con kerosene en el primer caso, o agua en el s^oundo.

Deben aplicarse por medio de bombas tipo mochila que tengan 10 litros de capacidad útil en conclusión debe iniciarse una campaña de control de la malaria al mando de un Ingeniero Sanitario, acompañado de un capataz y cuadrilla de rociadores que conozcan la zona y poder de ésta manera controlar el proble^ona.

6.8.1.2 Control de Roedores

La Rata es reservorio de la Peste Bubónica y de muchas otras enfermedades transmisibles y alberga a la pulga (La *Xenopsylla cheopis*) que por medio de la picadura transmite la Peste Bubónica al hombre.

Debe organizarse un programa de desratización aplicando una serie de venenos de acción mortífera, como rodenticidas que se usan en las Campañas.

Los Rodenticidas están compuestos por Warfarina pura que actúa como veneno, paranitrophenol que impide el moho, el azúcar que le da el sabor y el cebo que puede ser maíz molido, trigo avena, etc •

Preparado el compuesto se coloca en cajitas de 300 gramos que pueden ser caja de betún, portolita, etc, en las viviendas y cerca a las Indulgencias o zonas preferidas por los roedores.

6.8.1.3 !! 2- - 9

La rotura de muchos colectores de desagüe a consecuencia de los asentamientos del terreno, produjo que las conexiones domiciliarias tanto de agua como desagüe se crucen, contaminando el agua que abastece a la población y con el peligro de la aparición de enfermedades gastrointestinales como la tifoidea, disentería, etc. Como medida de precaución debe abastecerse a las zonas afectadas con camiones cisterna, dando indicaciones que el agua para su consumo debe ser bien hervida, siendo un aspecto de educación y propaganda de saneamiento en la ciudad. De no poder repararse el tramo afectado de desagüe, deben construirse letrinas de emergencia *eyl*

tándose la aparición de focos de contaminación dentro de la ciudad.

6.8.2 valuación y Reparación del Tramo Afectado

Puede ocurrir que el colector puede estar solamente represado, en este caso la administración encargada de los servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad debe disponer de un personal de emergencia destinado exclusivamente a la limpieza de buzones y tuberías •.

La limpieza es facilitada mediante el empleo del Hidrojet, especie de bomba succionadora de sólidos de alta potencia, capaz de absorber sólidos de gran tamaño •.

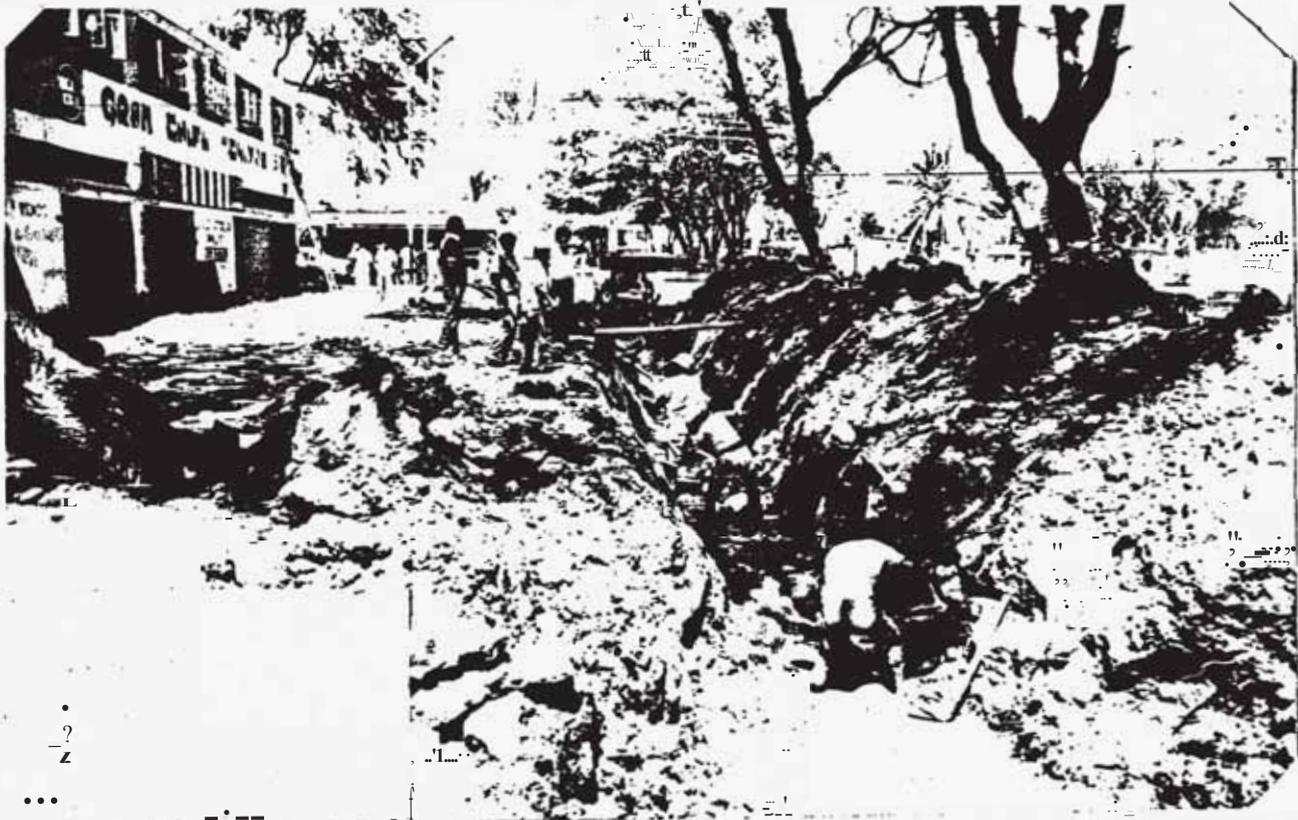
Una vez limpiado los buzones y tubería, se procede a resanarlos siempre y cuando el tramo cumpla con los requisitos que exigen las normas técnicas sobre pruebas hidráulicas, por ello es importante conocerlas, como el descenso del nivel de agua en el buzón para un tiempo determinado; para este caso si el descenso es notable, significa que existe fuga de agua en el colector, por lo tanto deberá ser cambiado el tramo en su totalidad, para esta evaluación puede primar el criterio del Ingeniero responsable de las pruebas, por tratarse de una situación de emergencia.

6.8.3 Servicio de Emergencia

Una vez rehabilitado el colector, debe hacerse lo posible que el desague represado aguas arriba escurra libremente, de no poderse deben instalarse motobombas capaces de bombear el desague de un buzón a otro, sirviendo como un "by-pass" para aprovechar el tramo rehabilitado o alguno que se encuentre en normal funcionamiento •.



CONOICION'S DEL TERRENO DE LA CIUDAD DE PIURA



NAPA FREATICA SUPERFICIAL

El caso del distrito de Castilla es mas crítico, porque al quedarse aislada del sistema de Piura, se hace necesario construir aliviaderos provisionales que vayan al río para desfogar el nocivo elemento represado aguas-arriba

6.9 Subsistemas Rehabilitados y Projectados

En el plano de zonificación puede distinguirse las futuras áreas de expansión urbana de las ciudades de Piura y Castilla-para la primera y segunda Etapa, el primer paso para diseñar el proyecto es evaluar la condición física en que se encuentra el colector dañado, existiendo dos alternativas.

Una de ellas es que puede estar colapsado y que necesita ser -sustituído, y el otro que pueda estar represado y requiere de un desatoro y limpieza para su función, determinado el estado de la tubería o buzón, analizamos el actual flujo que le corresponde a su área de drenaje, teniendo en consideración el Plano de Zonificación de Expansión Urbana, podemos determinar si las características hidráulicas existentes son suficientes para atender las necesidades actuales y futuras de la población comprendida dentro del área en estudio, o en su defecto mejorar la pendiente o diámetro consiguiendo de ésta manera rehabilitar el colector de acuerdo a la demanda del servicio y funcionamiento normal hasta el horizonte del proyecto.

El adoptarse un sistema integral, traería consigo excavaciones muy profundas, esto hace determinante la construcción de nuevas Estaciones de Bombeo Rehabilitación de las Existentes y principales como son: Piura, San Martín y el Cortijo, ésta última ubicada en el distrito de Castilla. El proyecto plantea imperiosamente el diseño y recomienda la construcción lo mas pronto posible del subsistema ubicada en la parte Central de Castilla, que más adelante lo llamaremos subsistema Castilla 4,

contemplándose en él, el diseño de colectores primarios y de Relleno Cédara de Reunión y Bombeo, Línea de Impulsión y la disposición final, mediante el empleo de Lagunas de Estabilización, cuyos parámetros de diseño se analizarán exhaustivamente en el presente capítulo.

Para los demás subsistemas, se evaluará, la capacidad de los colectores existentes ♦ equipo de bombeo, línea de impulsión y tratamiento de desagues, en especial los subsistemas existentes de Piura; teniendo en consideración los futuros aportes debido a las áreas de expansión determinaremos el cambio y rehabilitación de las estructuras.

Para el procedimiento, o secuencia del diseño vamos a desarrollar, el que corresponde al subsistema Castilla 4, señalando que para los otros subsistemas se tomarán las mismas consideraciones.

6.10 Áreas y Caudales de Contribución de los Subsistemas de Alcantarillado de Piura y Castilla.

Previo al cálculo, procederemos a delimitar el área de influencia de cada subsistema, como se puede apreciar en el plano de Áreas de Drenaje pudiéndose confeccionar los dos siguientes cuadros que aclaran el desarrollo del proyecto (Cuadros VI-5,VI-6)

6.11 Secuencia para el Diseño y Construcción de las Obras de Rehabilitación.

El determinar cuáles han sido las partes más afectadas del sistema corresponde a una primera parte del proyecto que llamaremos Primera Fase e involucra las ciudades de Piura y Castilla, en él se contempla los cambios que deben realizarse para rehabilitar el sistema teniendo en cuenta las principales zonas dañadas, donde existen estancamientos y anegamientos de aguas servidas por el colapso de tuberías y buzones.

CUADRO VI-5

AREAS Y CAUDALES DE CONTRIBUCION DE LOS
SUBSISTEMAS DE PIURA Y CASTILLA

era. ETAPA

ZONA O SUBSISTEMA	AREA (Ha)	INFILTRACION (.1t/ seg)	CAUDAL MAXIMO HORARIO (1 t/seg)	CAUDAL PRC MEDIO DIARIO (lt/seg)
Castilla 1	111	5.0	41.48	23004
Castilla 2	63	2.84	23.054	13.08
Castilla 3	300	13.052	112011	62.28
Castilla 4	295	13.29	110.024	61.24
Piura 1	373	16.81	139.39	77044
Piura 3	309	13.92	115.047	64.15
Piura 4	997	44.92	372.58	206.99
TOTAL	2,448	110.31	914.82	508.023

$q_i = 0.04506 \text{ lt/seg/Ha}$ = Caudal unitario de infiltración

$q_{cd} = 0.3737 \text{ lt/seg/Há}$ = Caudal unitario máximo horario por aporte de conexiones domiciliarias.

$Q_{pd} = \frac{Q_{pd}}{K}$ = Caudal promedio diario, $K_2 = 1.8$

CUADRO VI-6

AREAS Y CAUDALES DE CONTRIBUCION DE
LOS SUBSISTEMAS - 2da.ETAPA

ZONA SUBSISTEMA	AREA (Há)	INFILTRACION (lt/seg)	MAXIMO HORARIO (lt/seg)	PRCMEDIO DIARiO (lt/seg)
Castilla -3	225	10.14	84.08	46.71
Castilla -5	211	9.51	71.86	43.81
Piura -1	145	6.53	54.19	30.11
Piura -2	541	24.38	202.17	112.32
Piura -3	73	3.29	27.28	15.16
Piura -4	195	8.78	72.87	40.48
TOTAL	1,390	62.63	519.44	288.58

$$q_i = 0.04506 \text{ lt/seg/Há}$$
$$q_{cd} = 0.3737 \text{ lt/seg/Há}$$

Urge a la brevedad posible la construcción de la rehabilitación del sistema, que incluye colectores, estaciones de bombeo, líneas de impulsión y plantas de tratamiento de aguas servidas.

El proyecto también se denomina de emergencia, cuya obra será financiada por los préstamos del Banco Interamericano de Desarrollo (B.I.D.) y el aporte de los recursos previstos en la Ley N° 23592 "Bonos de Reconstrucción".

Durante los trámites que acarrea el proceso de Licitación de la obra, se sigue evaluando en el lugar los daños, lo que constituye la segunda parte del proyecto que denominamos Segunda Fase y Tercera Fase a llevarse a cabo simultáneamente en los distritos de Piura y Castilla respectivamente, teniendo como propósito aliviar y subsanar los problemas que hubieran quedado pendiente en la primera parte del Proyecto de Rehabilitación.

6.11.1 Primera Parte del Proyecto

6.11.1.1 Primera Fase:

A.- Distrito de Piura:

- Reconstrucción de Colectores Primarios y de Relleno.
- Conexiones Domiciliarias
- Reequipamiento de las Estaciones de Bombeo San Martín Piura, San José y Angamos.

B.- Distrito de Castilla:

- Reconstrucción de Colectores Primarios y de Relleno.
- Conexiones Domiciliarias
- Construcción de la Estación de Bombeo Castilla

/ ...

- Reequipamiento de la Estación de Bo111beo"El Cortijo"
- Línea de Impulsión y Lagunas de Estabilización de Castilla en particular la que corresponde al Subsistema Castilla 4.

6.11.2 Segunda Parte del Proyecto

6.11.2.1 Segunda Fase:

A.- Distrito de Piura:

- Reconstrucción de los colectores primarios y de relleno •
- Conexiones do111ciliarias

6.11.2.2 Tercera Fase:

- Reconstrucción de colectores primarios y de relleno.
- Conexiones d0t11ciliarias

6.12 Diseño del Subsistema Castilla 4

6.12.1 Situación Actual:

En el capítulo III, se hizo una descripción de los estragos y agudos problemas que ocasionó el fenómeno de la Corriente del Niño sobre la ciudad de Castilla y que a continuación se resume:

- a) Colectores Primarios y de Relleno: En términos generales se presentan dos situaciones tuberías colapsadas - que necesitan ser reemplazadas incluyendo en algunos - casos buzones que también se han deteriorado; tuberías obstruidas que conservan sus características originales, motivo por el cual requieren de un desatoro y 11!!!_ pieza.

- b) Línea de Impulsión: Específicamente se ha presentado el caso de la tubería de impulsión de la Estación de Bombeo "El Cortijo" a la laguna de "Coscomba", la misma que ha sido destruída en el tramo del cruce con el río Piura.
- c) Estación de Bombeo: Prácticamente la Estación de Bombeo principal "El Cortijo" fue la que sufrió los daños, siendo de necesidad su reequipamiento y ejecución de algunas obras complementarias.

6.12.2 Bases del Diseño

6.12.2.1 Generalidades:

Los parámetros que han servido para el diseño de las instalaciones contempladas en el proyecto son las indicadas en capítulos anteriores y que se adecúen a las normas establecidas por el Ministerio de Vivienda:

Se ha considerado una densidad unifonme de 160 hab/ha, no estableciéndose zonas rígidas, ni aportes de desagües diferenciales.

Todos los colectores locales proyectados tienen un diámetro mínimo de 8" y son de concreto simple normalizado.

6.12.2.2 variación de Consumo: Se han considerado los siguientes:

Máximo diario (K₁) = 1.30

Máximo horario (K₂) = 1.80

Valores que se toman con respecto al promedio anual de la demanda.

6.12.3 Obras Proyectadas

El Proyecto del Subsistema - Castilla 4, contempla evacuar los desagües de las áreas de drenaje servidas por las Estaciones de Bombeo "Castilla" proyectada y el "Corujo", existente, para la primera Etapa (Año 1995) y plantea su ejecución en una Primera y Tercera Fase como se explicó en el ítem 6.11

Forman parte del Subsistema - Castilla 4, los siguientes elementos:

6.1203.1 Colectores Primarios y de Relleno

Para su diseño, se tomarán en cuenta las consideraciones técnicas que a continuación se señalan:

- Pendiente y Velocidad Mínima:

Lo más conveniente es de que la pendiente del sistema sea paralelo a la gradiente del terreno para evitar excavaciones profundas.

El reglamento especifica considerar una pendiente mínima de 10% en los primeros 300 metros de las líneas de alcantarillado a fin de darle la velocidad mínima que pueda arrastrar los elementos sólidos a evacuar, en caso de no poder cumplirse esta condición deberán acondicionarse al sistema de lavados en los arranques lo cual eleva el costo de instalación y mantenimiento.

La pendiente mínima de un colector asegura la velocidad de autolavado.

Se dice que un colector tiene velocidad de autolavado cuando posee velocidades capaces de transportar las materias en suspensión -

contenidas en las aguas servidas.

Debido a la variabilidad del gasto, en un colector de alcantarillado, la detenninación de sus características hidraulicas para que exista autolavado, se fijan en bases de escurrimiento de sección llena.

De acuerdo a nonnas, la velocidad mínima-aceptable, para asegurar el autolavado de un colector escurriendo a tubo lleno es de 0.60 m/seg, en algunos casos especiales se puede admitir hasta 0.45 m/seg •

A continuación se dan valores de pendientes mínimas para diferentes diámetros funcionando a tubo lleno, recomendado por distintos autores:

Diámetro (pulg)	Pendiente mínima 0/00	Ø 1t/s.eg
8"	4	19 ¹
10"	2.9	30
12"	2o2	42
14"	1o6	58
16"	1o3	65
18"	1.2	96
20"	1.0	120

Según el Reglamento Nacional de Construcciones el dimensionamiento de los colectores se hará para la conducción de caudales máximos con una altura de flujo del 75% del diámetro de la tubería, algunos especialistas recomiendan que la altura

de agua en el colector con el gasto máximo, se encuentre entre el 50-75% del diámetro del conducto, evitándose de esta forma que el tubo pueda llegar a escurrir totalmente lleno.

El diámetro mínimo de las tuberías será de B'' conforme especifique el reglamento.

Las velocidades máximas admisibles según el tipo de material de la tubería serán los siguientes:

<u>Material</u>	<u>Velocidad</u>
Asbesto - Cemento	5 mt/seg.
Concreto	3 mt/seg.

Basándonos en la fórmula de Manning para tubería llena se halla los valores de pendientes mínimas, considerando como dato la velocidad de 0.60 m/seg (autolavado), cuyo cálculo viene dado por la expresión:

$$S = \left[\frac{V}{30.53 d^{2/3}} \right]^2 \quad \text{para } V = 0.60 \text{ m/seg}$$

$$S = 3.86 \times 10^{-4} d^{-4/3}$$

Para tuberías de concreto, con coeficiente de rugosidad $n = 0.013$.

Con el valor de $S_{\text{mín}}$, podemos calcular el valor del caudal a tubo lleno:

$$Q = 23.98 d^{8/3} \sqrt{S_{\text{mín}}} \quad \begin{array}{l} d : \text{ mt} \\ S_{\text{mín}} = \text{ m/m} \end{array}$$

En el estudio de la hidrúlica del Alcantarillado se determinan los valores de caudal proporcional (q_p), para alturas de agua del 50% y 75% del diámetro del conducto. Estos porcentajes se afectan al valor del caudal a tubo lleno y obtendremos la capacidad mínima y máxima del colector que escurren con pendiente mínima, siguiendo el mismo procedimiento, confeccionamos el Cuadro N° VI-7, de Areas de Drenaje del Sistema de Alcantarillado de Piura y Castilla.

Caudal Unitario (q)

$$q = 0.41876 \text{ lt/seg/Ha} = q_i + q_{cd}$$

Para $y/d = 0.75$ $q_p=0.90$ Caudal proporcional para el 75% del diámetro.

$y/d = 0.50$ $q_p=0.50$ Caudal proporcional para el 50% del diámetro.

Descrito la parte técnica para el dimensionamiento del colector, pasamos a elaborar un cuadro de caudales donde comprobamos el funcionamiento hidráulico del colector, de acuerdo a las necesidades de la población para una primera Etapa (Año 1995), y teniendo en cuenta dos situaciones.

El primero que considera únicamente el deterioro de la tubería deteriorada por otra que será colocada en forma paralela utilizando los buzones existentes. El segundo caso contempla un mejoramiento de pendientes y capacidad de los colectores, para lo cual es necesario profundizar algunos buzones existentes y en casos de encontrarse éstos, en

CUADRO N° VI - 7

CUADRO DE AREAS DE DRENAJE DEL SISTEMA DE
ALCANTARILLADO DE PIURA Y CASTILLA

DIAMETRO		PENDIENTE MINIMA 0/00	CAUDAL (lt/seg)		AREA (H ^a)	
PULG	MT.		MINIMA	MAXIMA	MINIMA	MAXIMA
8"	0.20	3.4	10	18	24	43
10"	0.25	2.6	15	27	36	64
12"	0.30	2.0	20	37	48	88
14"	0.35	1.6	29	54	69	129
16"	0.40	1.4	38	70	91	167
18"	0.45	1.2	48	89	115	213
20"	0.50	1.0	59	109	141	260
22"	0.55	0.9	71	132	169	315
24"	0.60	0.8	85	157	203	375
26"	0.65	0.7	99	184	236	439
28"	0.70	0.65	115	214	275	511
30"	0.75	0.59	132	246	315	587
32"	0.80	0.54	151	280	361	669
34"	0.85	0.50	170	316	406	755
36"	0.90	0.46	191	354	456	845
44"	1.10	0.34	280	520	669	1242

mal estado reemplazarlos, siendo de esta forma un poco difícil adoptar siempre la pendiente mínima recomendada, pero procuramos obtener valores de pendiente que sean iguales o mayores que la mínima, y nunca menores.

- Área de Drenaje Servida por la CBMara de Boeo. Proyectada Castilla.

Tiene un área de 139 Ha. y una población futura de 22,240 habitantes que aportan un caudal promedio diario de 28.8 lt/seg. y un caudal máximo horario de 51.9 lt/seg.

El análisis del caudal unitario de infiltración arroja el valor de 0.04506 lt/seg/Ha, obteniéndose para esta área de drenaje un caudal de infiltración de 6.26 lt/seg. El caudal de diseño del colector aguas abajo será de 58.20 lt/seg.

- Área de Drenaje "El Cortijo".

Tiene un área de 156 Ha y una población de 24,960 habitantes que aportan un caudal promedio de 32.4 lt/seg, un máximo horario de 58.3 lt/seg, y un caudal de infiltración de 7.03 lt/seg, caudal de diseño = 65.3 lt/seg.

El cuadro N° VI-8 nos dará una mejor ilustración de los caudales de diseño por área de drenaje.

Donde:

q_i	= 0.04506 lt/seg/Ha	= Caudal unitario de infiltración
q_{cd}	= 0.3737 lt/seg/Ha	= Caudal unitario máximo horario por aporte de conexiones domiciliarias.

$$Q_{pd} = \frac{Q_{mh}}{K_2} ; K_2 = 1.8$$

Qpd = Caudal promedio diario.
K2 = Coeficiente de variación horaria.

CUADRO N° VI - 8

CAUDALES DE DISEÑO POR AREA DE DRENAJE

SUBSISTEMA CASTILLA 4	AREA (Ha)	CAUDAL INFILTRACION Qi (Lt/seg)	CAUDAL MAX. HORARIO ϕh (Lt/seg)	CAUDAL PRCM. DIARIO Qpd (Lt/seg)
Area Castilla	139	6.26	51.9	28.8
Area Cortijo	156	7.03	58.3	32.4
TOTAL	295	13.29	110.24	61.2

6.12.3.2 Línea de Impulsión

Para la disposición final de los desagües del subsistema Castilla - 4, se proyecta dos líneas de impulsión en paralelo que impulsaran las aguas servidas hacia la zona de tratamiento.

Para su c8lculo se aplicara la fórmula de Hazen y Williams, teniendo en consideración el perfil longitudinal del trazo a fin de evitar bolsas de aire que produzcan presiones negativas y disminución del caudal, además se proyectaran dos clases de válvula para garantizar el buen funcionamiento de la línea, siendo de dos tipos :

Válvulas de Aire.- Se colocará en cada punto-alto de la línea, cuando la topografía no sea accidentada se colocaran cada 2.5 Kms. como máximo y en los puntos altos; las válvulas están destinadas a expeler el aire existente en el interior de la tubería mientras se llena y expulsar el aire acumulado en los puntos altos, durante el propio funcionamiento.

Válvulas de Purga.- Localizadas en los puntos más bajos de las tuberías, permiten su evacuación cuando sea necesario; siendo el líquido-bombeado desague, la descarga se efectuara en buzones existentes del sistema de alcantarillado .

Línea de Impulsión "Castilla" ..- Laguna de Estabilización.- Con un caudal de diseño de 58.20 lt/seg., está constituida de tubería de asbaste - cemento con diámetros que varían entre 12" y 14", con una longitud total de 5,805 mts ..

Esta línea tiene tres tramos definidos, el primero de 1,850 mts. y de 12" de diámetro que se inicia en la Cámara de Bombeo "Castilla" hasta el empalme en la línea de impulsión proyectada que viene de la Cámara "El Cortijo".

El segundo tramo de 3,517 metros y 14" de diámetro continúa hasta la Cámara de Carga ubicada en el Km. 5 + 0367 a partir de esta línea continúa por gravedad con una tubería de 12" y 438 metros de longitud hasta llegar a las lagunas de estabilización proyectadas.

Línea de Impulsión "El Cortijo".- Originalmente la línea de impulsión que partía de la Ca-

mara de Bombeo de Desagues "El Cortijo" cruzaba el Río Piura y descargaba los desagues en la laguna de Cosco11tba.

La cTecida exepcional que tuvo el río, en el perfodo de grandes precipitaciones destruyó el cruce, el proyecto de rehabilitación con_ templa evitar el cruce, por ello se ha derivado la lfnea de impulsión a la salida de la Cámara y se ha conectado a la línea que viéne desde la Cámara proyectada Castilla.

La variante estará constituida de uná tube-- Tfa de 12" de diámetro y una longitud has ta-- el empálme de 274 metros, siendo su caudal - de diseño 65.3 lt/seg.

Cámara Rompe PresiOn y Válvulas de Aire Purga.

◆ Se ha proyectado una Cámara Rompe Pre-- sión, ubicada en el Km. 5 + 0.367 de la línea de impulsión, cuyas características se pre-- sentan en el plano correspondiente.

Asimismo, se han previsto instalar 6 valvu-- las de aire de il 2" y 7 válvulas de purga de 0 4", a lo largo de la línea.

6,12◆3.3 Estaciones de Bombeo

El proyecto contempla la Rehabilitación de - la EstaeiOn de Bo,obeo "El Cortijo" y la cons-- truccion de una nueva en el distrito de Cas-- tilla,

Estación de B0t1tbeo Proyectada de "Castilla"

Habiéndose destru!do el Emisor de Castilla - que cruzaba el río Piura, se ha decidido la-- construcción de una nueva Estación de Bombeo den0111inada "Castilla" de la cual se impulsa-

ralos desagues a las lagunas de estabilización t&rili€n proyectadas para la primera Etapa (.Año 1995)

Dimensionamiento del Pozo de Succión

Básicamente el dimensionamiento es determinado por dos requisitos:

a] Tiempo de retención del desagüe en el pozo. Es normal considerar un tiempo límite de 10 a 30 minutos, para evitar los malos olores, a causa de la septicidad del desagüe.

b] Intervalo mínimo de tiempo entre arranques •• El intervalo mínimo de tiempo entre arranques consecutivos del motor de la b0111bas de 5 minutos.

El volumen a considerar corresponde a la a la porción del pozo col11prendido entre el nivel mínimo de operación y el nivel máximo, En cualquier caso la distancia entre estos 2 niveles deberá ser mayor de 0-60 m.

Relación entre el gasto de entrada capacidad de la bomba y el volumen del pozo de succión.

Q = Capacidad de la bomba ($m^3 / min.$)

Q' = Gasto de entrada al pozo de succión ($m^3/min.$)

V • Volumen del pozo de succión entre el nivel mínimo y el nivel máximo de operación de la b0111ba(m^3).

t = Intervalo de tiempo entre dos arranques consecutivos de una mis111abo111ba

El intervalo "t" consta de dos partes:

ts = Tiempo empleado para que el nivel del agua suba desde el nivel mínimo hasta el nivel máximo, corresponde al período en el cual la bomba permanece parada. El gasto de entrada al pozo determina la variación del nivel. Se tendrá por lo tanto:

$$t_s = \frac{V}{Q}$$

td = tiempo empleado para que el nivel de agua descienda desde el nivel máximo de operación hasta el nivel mínimo. Corresponde al período en el cual la bomba permanece en funcionamiento. El gasto resultante de la diferencia entre la capacidad de la bomba y el gasto de entrada al pozo determinará la velocidad de descenso del nivel, se tendrá por lo tanto:

$$t_d = \frac{V}{Q-Q'}$$

El intervalo de tiempo será: $t = t_s + t_d$

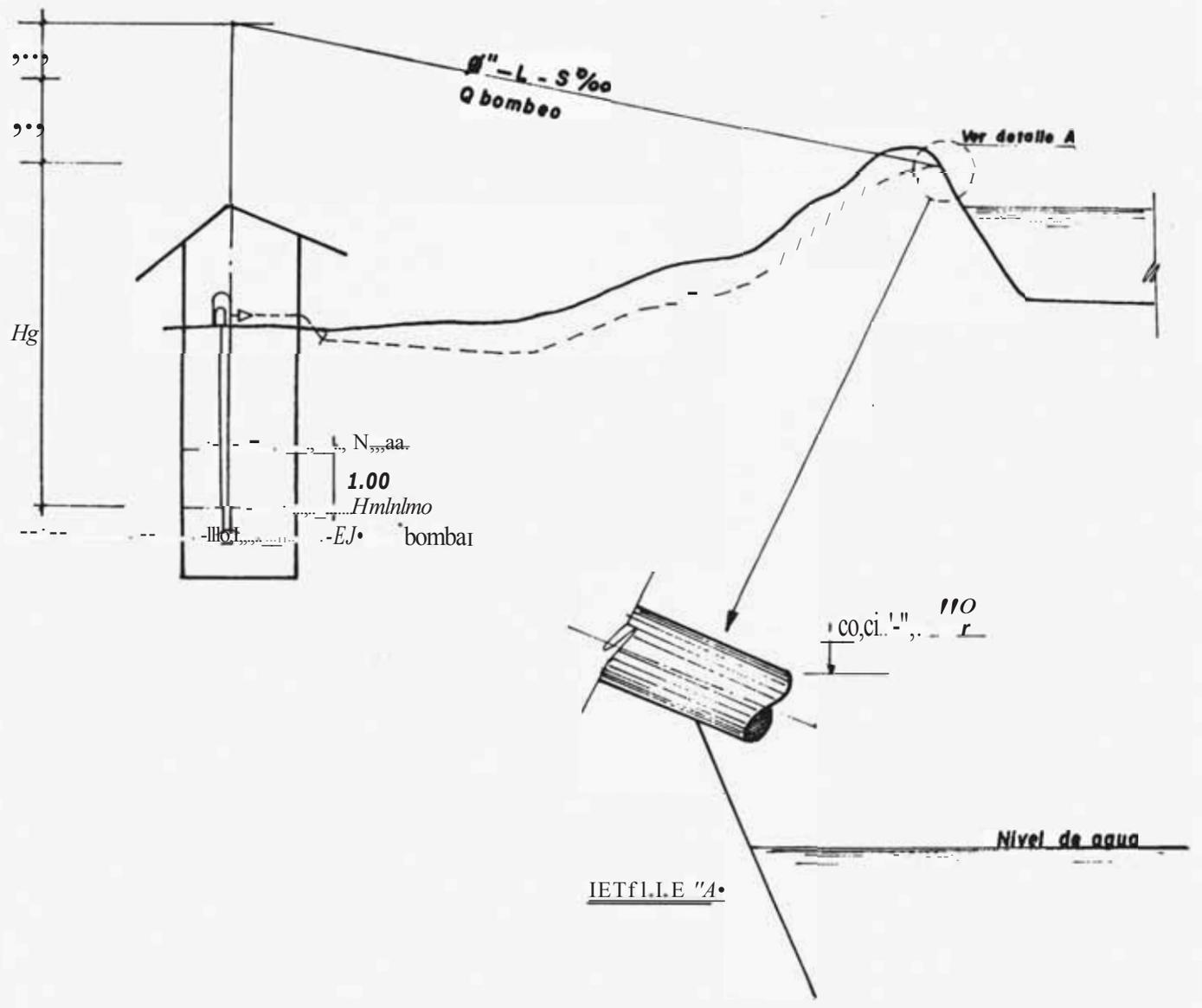
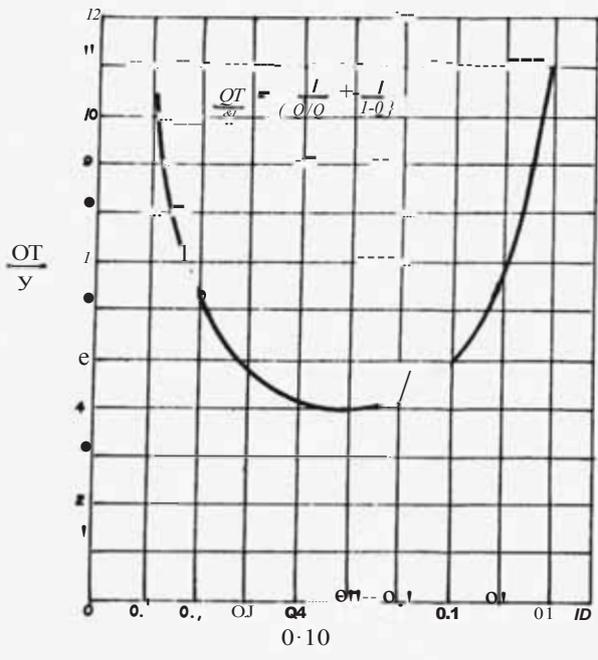
$$t = \frac{V}{Q} + \frac{V}{(Q-Q')} = \frac{V}{Q} \left(\frac{1}{Q'/Q} + \frac{1}{1-Q'/Q} \right)$$

Que representa una ecuación de segundo grado de la forma:

$$y = \frac{1}{x} + \frac{1}{1-x}$$

El intervalo "t" será mínimo cuando se cumplan las 2 siguientes relaciones:

$$\frac{Q'}{Q} = 0.5; \quad \frac{Q \times t}{V} = 4 \quad (\text{fig. N}^\circ 1)$$



Esto es cuando el gasto de entrada es la mitad de la capacidad de la bomba.

Capacidad de las Bombas

Salvo casos muy especiales es más conveniente escoger todas las bombas de la misma capacidad •

Esta norma conduce a una ventajosa uniformización del equipamiento, lo que facilita grandemente el mantenimiento de los conjuntos de bombas.

Este criterio está plenamente justificado dada la incertidumbre en las previsiones de contribución futura en el cual se basa la selección de las capacidades de impulsión de las bombas.

Es evidente que todas las bombas deberán cubrir la necesidad futura, de caudal Q , y altura dinámica H .

El gasto total del proyecto "Q" será bombeado mediante el funcionamiento simultáneo de todos los equipos de bombeo, dividiendo el gasto total por el número "n" de conjuntos escogidos, se tendrá la capacidad de una bomba Q_1 , considerando que la altura dinámica de la bomba deberá igualar a la altura calculada H .

Se seleccionarán $(n+1)$ equipos de bombeo, incluyendo la bomba de reserva de capacidad Q_1 y altura dinámica H .

Altura Dinámica Total (A.D.T.) : H_t

Característica de la bomba y su cálculo viene dado por la siguiente expresión:

$I \dots$

$$H_t = H_g + h_f + h_f' ; \text{ donde:}$$

lit: = **Altura dinámica total**

H_g • **Altura geométrica o altura estática de bombeo** •

h_f = **Pérdida de carga por fricción**

h'_f **Pérdida de carga locales: accesorios, codos, reducciones, válvulas etc.**

La altura estática es igual a la cota de la generatriz superior de la tubería de descarga (o nivel de agua), menos el nivel mínimo de agua en el pozo de succión (1 metro por debajo de la cota de fondo de la tubería de entrada) •

La pérdida de carga normal por fricción son las ocasionadas en las líneas de succión y de impulsión; es el producto de la gradiente hidráulica por la longitud de la línea •

Las pérdidas de carga localizadas en válvulas y accesorios, alcanzan aproximadamente 2 metros, en la figura 2 puede apreciarse los componentes de la altura dinámica total •

Cálculo de la Estación de Bombeo "Castilla"

El caudal de diseño que corresponde al Área de Drenaje de la Estación es:

$$Q_{\text{diseño}} = 58,2 \text{ lt/seg} = 3.49 \text{ m}^3/\text{minuto}$$

Para la condición de intervalo mínimo entre dos arranques consecutivos del motor de la bomba, debe cumplirse:

$$Q_{\text{entrada}} = 0,5 Q_{\text{diseño}} = 0,5 \times 3.49$$

$$Q_{\text{entrada}} = 1,75 \text{ m}^3/\text{minuto}.$$

Asignando un tiempo de retención del desague

en el pozo = 30 minutos, calculamos el. volúmen V_i que corresponde a la porción media del pozo comprendida entre el fondo y el nivel medio de operaciOn de las con1Das.

$$v_1 = Q \text{ entrada} \times 30' = 1.75 \frac{\text{m}^3}{\text{min.}} \times 30' = 52.5 \text{ m}^3$$

La estructura va a tener un diámetro interior de 5.0 metros, por lo tanto la altura de agua para el período de retenc1011 será:

$$\text{Altura de agua} = \frac{52.5}{19.63} = 2.70 \text{ mt.}$$

Comodistancia mínima entre los niveles de ope ración máximo y mínimo es de 0.60 m. adoptamos la distancia de 1.00 (un metro), por lo que el volumen comprendido entre estos niveles sera:

$$V_i: 19.63 \text{ m}^3$$

Establecemos la segunda condición de intervalo mínimo:

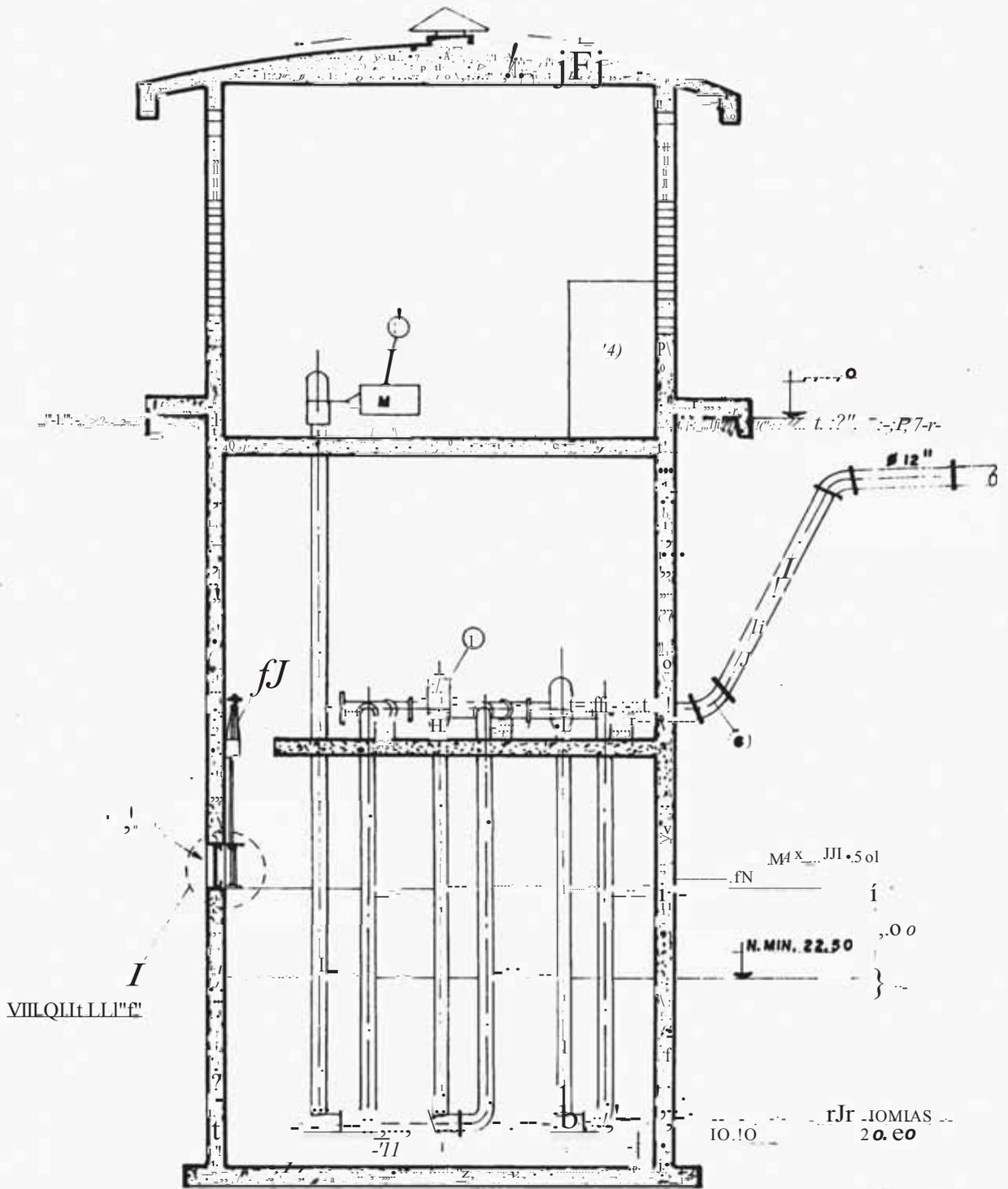
$$t = \frac{4xV}{Q} = \frac{4 \times 19.63}{3.49} = 22' 30''$$

Siendo el intervalo mínimo entre dos arranques consecutivos de una misma bomba o también llamado tiempo de duraci.On del ciclo de la bo1nba mayor de 5 minutos.

Cumplimos con las recon,cndncior1es y pa♦;a,nos a esquematizar los niveles de trabajo del Caisson.

Capacidad de las Bombas

Siendo el gasto de diseño igual a 58.20 lt/seg. escogemos 3 electrobombas con una capacidad de 30 lt/seg y A.D.T. = 26 mt. cada una, considerando una de ellas como reserva para l.1 ct1:1] - se lla previsto la instalación ele un motor DiE.♦- sel de 18 H.P.



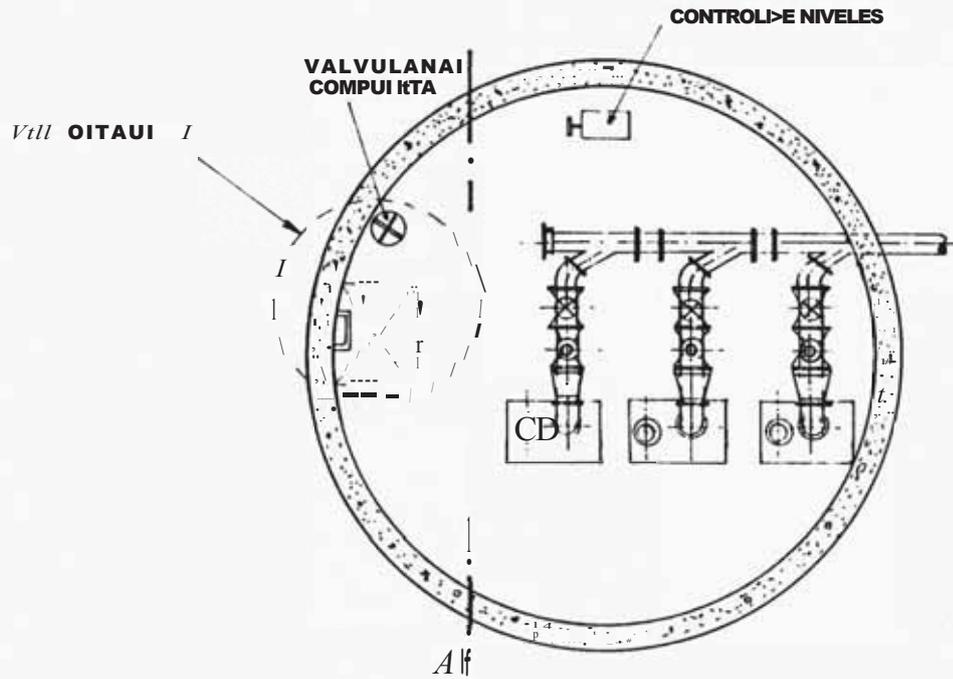
LEYENDA

- 1) BOMBA SUMERGIBLE DE $Q=30 \text{ lt g}$, $ADT = a$; mt.
- 2) MOTOR ELECTRICO
- 3) MOTOR DIESEL
- 4) TABLERO DE CONTROLES
- 5) VALVULA DE COMPUERTA
- 6) CODOS DE $12'' \times 48$

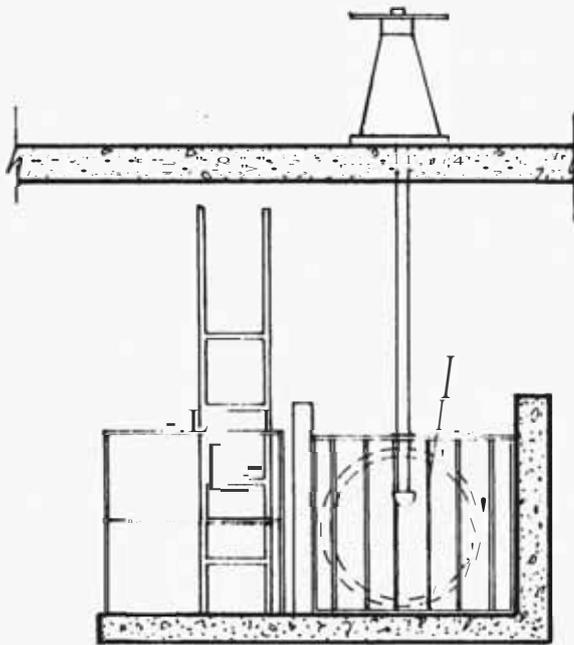
ESTACION DE BOMBEO CASTILLA
INSTALACIONES HIDRAULICAS

ase: 1:71

UHI	BACHU. IR I:
TESTS	ALFREDO ACRUTA S.
DE	ANDRES MERA 8.
GIMDO	AS:8011: ING° SALINAS



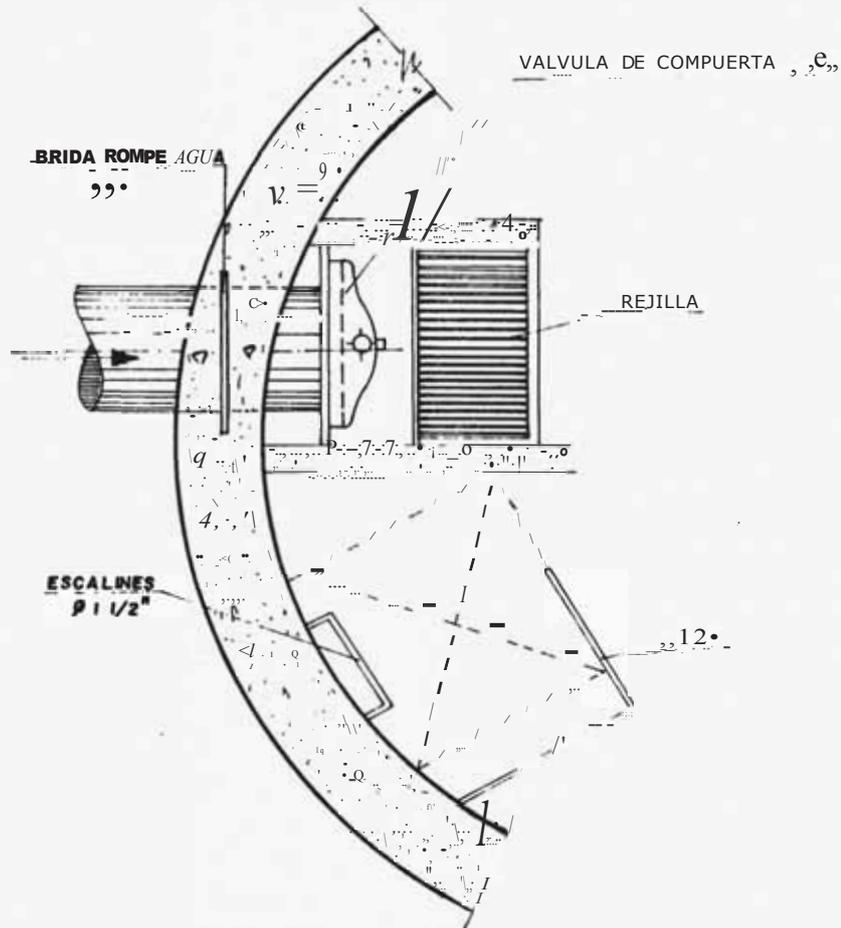
PLANTA



CORTE A-A

CAMARA DE BOMBEO CASTILLA

UHI	8ACHILLERES=
TESIS DE GRADO	ALFREDO ACRUTA S. ANDRES MERA S. ASE3 Olt: ING° SALINAS



DETALLE " 1 "

S/E

CAMARA DE BOMBEO CASTILLA

UNI	BACHILLER S:
TESIS DE	ALFREDO ACIUTA S.
GRADO	AHDRES MERA 8.
	AS SOR :ING° SALNAS

La potencia de cada electrobomba será:

$$p = \frac{Q \times A.D.T.}{75 \times n}$$

donde

- p • Potencia en H.P.
- Q • lt/seg
- ADT • Altura Dinámica total en metros.
- n • Eficiencia = 70%

$$P = \frac{30 \times 26}{75 \times 0.70} = 15 \text{ H.P.}$$

Potencia motor = 1.20 Pot.bomba = 1.20 x 15

Potencia motor = 18 H.P.

Estación de Bombeo "El Cortijo"

Para esta área de drenaje, debe de contarse con un conjunto de electrobombas capaz de bombear el caudal de diseño que es 65.3 lt/seg., esto se lograra mediante el funcionamiento simultaneo de dos electrobombas de 33 lt/seg y 26 mts. de altura dinámica proyectándose además otra bomba reserva que será accionada por un motor Diesel de 20 H.P.

La potencia de cada bomba será:

$$p = \frac{33 \times 26}{75 \times 0.7} = 16 \text{ H.P.}, \text{ la potencia del motor}$$

Puede estimarse en un 20% de más sobre la potencia de la bomba, así tenemos:

$$p \text{ motor} = 1.2 \text{ pot. bomba} = 1.2 \times 16 \text{ H.P.} = 20 \text{ H.P.}$$

Aparte del reequipamiento, es necesario que se le provea a la Cámara de un perímetro impermeable para que no vuelva a ser inundada, considerando que toda el agua del interior debe ser desalojada, para su posterior secado, limpieza y pintado.

6.13 Subsistemas Castilla 1-2-3-5

Para obtener los caudales de diseño, se tendrá presente las consideraciones expresadas en el ítem 6.12.3.1., y los cuadros con (Ha) y caudales de contribución de cada subsistema en la 1ra. y 2da. Etapa del Proyecto, empleando las siguientes fórmulas:

$$Q_{pd} = Q_{inf.} + K_2 \cdot Q_{mh} \quad (\text{lt/seg})$$

$$Q_{bombeo} = Q_b = Q_{inf.} + Q_{mh} \quad (\text{lt/seg})$$

$$V_i = Q_{pd} \times T \times 60 \times 10^{-3} \quad (\text{m}^3)$$

Donde:

Q_{pd} = Caudal promedio diario, que ingresa a la cámara de reunión.

Q_{inf} = Caudal de infiltración subterránea

Q_{mh} = Caudal máximo horario por contribución de conexiones de miciliares exclusivamente.

K_2 = 1.8 coeficiente de variación horaria

Q_b = Caudal de bombeo

V_i = Volúmen de la Cámara de Reunión

T = Tiempo de Retención= 30 minutos

En estas condiciones se redimensionaran los elementos de cada subsistema de alcantarillado.

Cámara de Reunión: $V = 1.8 \cdot Q_{pd}$

Equipo de Bombeo y Línea de Impulsión: $Q_b = Q_{inf.} + \int_2 Q_{mh}$

Subsistema Castilla - 1 - 1ra. Etapa

$Q_{pd} = 28.04 \text{ lt/seg.}$ (Caudal promedio diario)

$Q_{mh} = 41.48 \text{ lt/seg}$ (caudal máximo horario)

$Q_{inf} = 5.0 \text{ lt/seg}$ (caudal de infiltración)

Volumen = $1.8 \times 28.04 = 50 \text{ m}^3$ (cámara húmeda)

Línea de Impulsión:

Teóricamente el diámetro de la línea puede ser cualquiera, si se adopta un sistema grande resultaran pérdidas de cargas pequeñas y en consecuencia la potencia del motor sera redttci.do. Las bombas serán de menor costo, pero el costo de la tubería-de descarga sera elevado.

Si al contrario se establece un diámetro relativamente pequeño, resultaran pérdidas elevadas, exigiendo mayor potencia de las maquinas. El costo de la tubería sera bajo y los sistemas de bombeo costosos, por el consumo de energía.

Existe una expresión llamada fórmula de Bresse que define el diámetro económico:

$$D = K \sqrt[0.25]{Q} \quad \text{Instalaciones de funcionamiento continuos}$$

$$D = Kx114 \sqrt[0.25]{JQ} \quad \text{Discontinuos o funcionamiento algunas 110--}$$

Tas por día.

$$X = \frac{N}{24} \text{ de horas de bombeo por día}$$

Siendo:

- D : Diámetro económico en mts.
- Q : Gasto de bombeo (m³ / seg.)
- K : Coeficiente de la fórmula depende de la naturaleza del líquido se astne el valor de 1.3 por recomendación de especialistas.

Para 18 horas de funcionamiento por día tenemos:

$$D = 1.3 \left[\frac{18}{24} \right]^{0.25} = 1.21 \sqrt[0.25]{0}$$

Para Castilla - 1

$$\begin{aligned} \text{El Qbombeo} &= Q_{mh} + Q_{inf} \\ &= 41.5 \text{ lt/seg} + 5.0 \text{ lt/seg} = 46.5 \text{ lt/seg.} \end{aligned}$$

El Diámetro Económico según Bresse:

$$D = 1.21 \sqrt[3]{Q} = 1.21 \sqrt[3]{46.5 \times 10^3} \approx 10''$$

La línea de impulsión tendrá dos tramos definidos (ver plano general de áreas o subsistemas de drenaje).

Cámara de Bombeo - Cámara Rompe Carga

Longitud = 3,700 mts.

Altura geométrica = 13.00 Mts.

Con Q = 46.5 lt/seg y $\phi = 10''$ obtenemos S = 3.4 ‰

$$\text{Pérdida de carga} = hf = \frac{3.4}{1000} \times 3700 = 12.58 \text{ Mts.}$$

Pérdida de carga local = 2 Mts.

$$\text{Altura Dinámica Total} = 13.00 + 12.58 + 2.00 = 27.58 \text{ mts.}$$

El gasto del proyecto será bombeado mediante el funcionamiento simultáneo de dos equipos de bombeo, de 24 lt/seg de capacidad cada uno, previniéndose una tercera electrobomba como reserva que podrá ser accionada por un motor diesel, en caso de desperfecto de cualquiera de los dos anteriores.

$$\text{Caudal de cada bomba} = \frac{Q_{ml}}{2} = 24 \text{ lt/seg.}$$

$$P_{\text{bomba}} = \frac{24 \times 28}{75 \times 0.7} = 13 \text{ HP}$$

$$P_{\text{motor}} = 13 \text{ H.P} \times 1.20 = 16 \text{ HP}$$

Cámara Rompe Carga - Lagunas de Estabilización

La cámara de carga se proyecta para la reunión de los desagües de los subsistemas Castilla 1, Castilla 2, Castilla 5, por lo tanto el Caudal de diseño será igual a 161.20 lt/seg.

La gradiente hidráulica aprovechable tendrá:

$$S = \frac{30 - 25}{510} = 9.8\%$$

Aplicando la fórmula de Hazen, obtenemos el diámetro comercial de ϕ 14"

Subsistema Piura-1

Según el plano de expansión urbana, el subsistema debe ser diseñado para atender las necesidades de la población para una Primera Etapa (Año 1995) y Segunda Etapa (hasta el año 2005), ésta última área drenará hacia un colector que debe construirse en la Primera Etapa del Proyecto; todo el desague escurrirá por gravedad hacia una Cámara de Reunión y Bombeo que denominaremos CRB P-1 ubicada en la parte norte de la ciudad de Piura, como puede apreciarse en el plano general de alcantarillado.

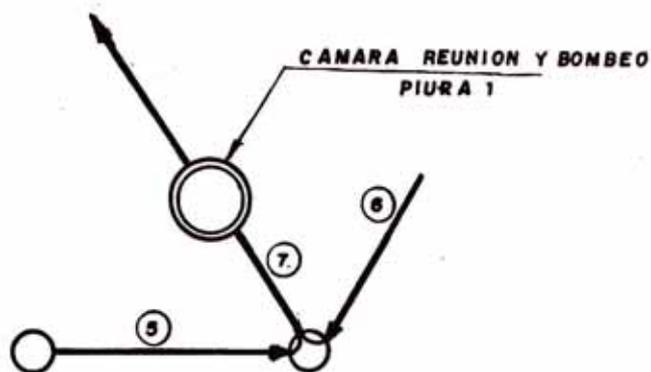
Para el dimensionamiento de los colectores principales se ha tomado en cuenta el cuadro de Áreas y Caudales (Cuadro VI-5 y VI-6), así como los criterios hidráulicos para escoger el diámetro del conducto según las pendientes mínimas contempladas en el Cuadro VI-7 y detalladas en un gráfico o esquema para aclarar el cálculo practicado.

Subsistema Piura-2

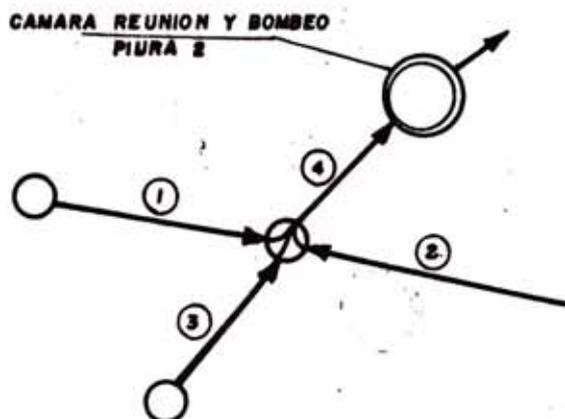
Para atender exclusivamente las necesidades de la futura expansión a producirse entre los años 1995 y 2005 que corresponde a la 2da. Etapa, el desague escurrirá por gravedad hasta una cámara de bombeo (CRB P-2); las consideraciones técnicas para el predimensionamiento de los colectores son los mismos que indicamos anteriormente.

Subsistema Piura-3

Pertenece a este subsistema el área de drenaje correspondiente a la parte central de Piura y zona de expansión futura considerada en la Segunda Etapa.

SUBSISTEMA - PIURA 1

TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
⑤	327	137	24"	PRIMERA ETAPA
⑧	191	80	18"	1 ^{ra} + 2 ^{da} ETAPA
⑦	518	217	30"	1 ^{ra} + 2 ^{da} ETAPA

SUBSISTEMA - PIURA 2

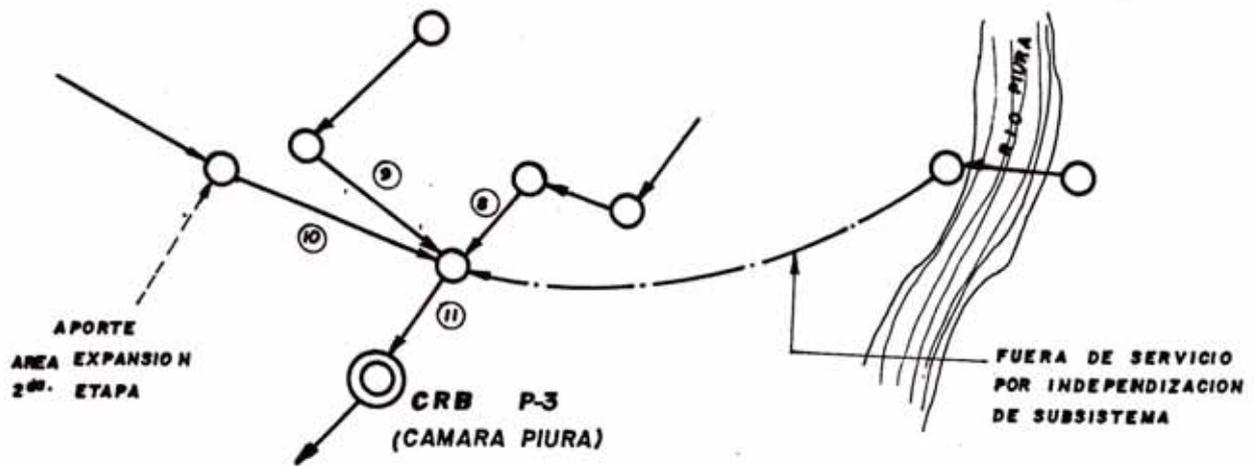
TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
①	352	147	24"	2 ^{da} ETAPA
②	90	37.7	14"	2 ^{da} ETAPA
③	99	41.5	16"	2 ^{da} ETAPA
④	541	227	30"	2 ^{da} ETAPA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIER

PROYECTO DE TESIS DE GRADO

BACHILLERES: ALFREDO ACRUTA S.
ANDRES MERA B.

SUBSISTEMA PIURA - 3



CONDICIONES EXISTENTES

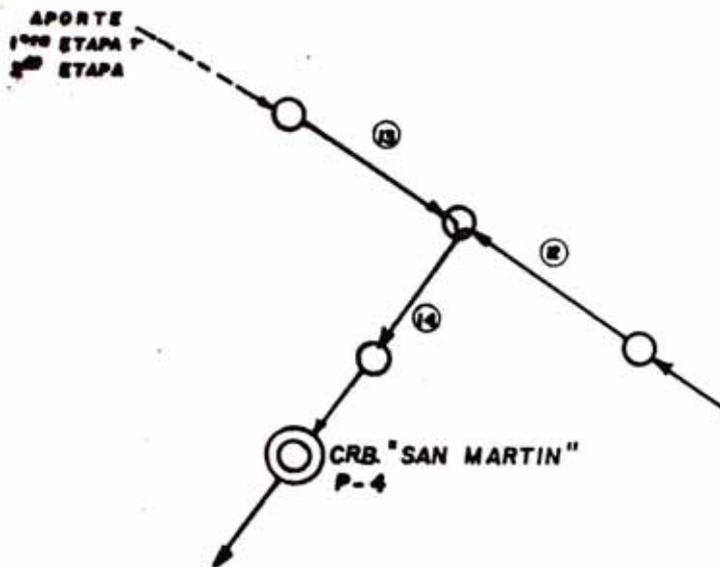
TRAMO	ϕ "	S ‰	Q (Lt/seg) (0.75 d)	OBSERVACIONES
⑧	18"	1.2	42 Lt/seg	Tub. existente en funcionamiento.
⑨	24"	0.8	157 Lt/seg	" "
⑩	21"	1.2	133 Lt/seg	" "
⑪	44"	0.34	520 Lt/seg	" "

CHEQUEO PARA CONDICIONES HIDRAULICAS FUTURAS (1era y 2da ETAPA DEL PROYECTO)

TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	Q (Lt/seg)	OBSERVACIONES
⑧	78	33	SE REQUIERE LIMPIEZA Y DESATORO DE TUBERIAS Y BUZONES, DIAMETRO EXISTENTES SON SUFICIENTES
⑨	109	45	
⑩	195	82	
⑪	382	160	

UNI TESIS DE GRADO	BACHILLERES:
	ALFREDO ACRUTA S. ANDRES MERA B.
	ASESOR: ING° SALINAS

SUBSISTEMA PIURA - 4



CONDICIONES EXISTENTES

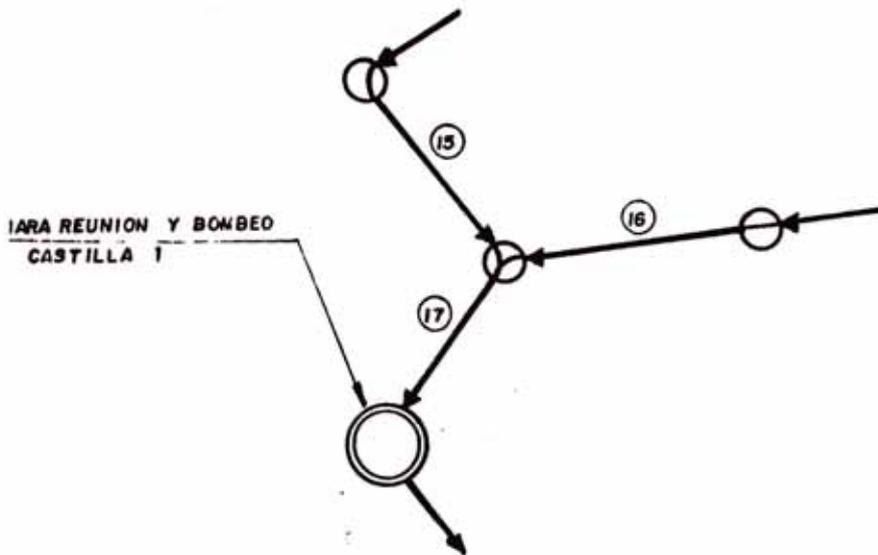
TRAMO	φ"	S‰	Q (Lt/seg) (0.75 d)	OBSERVACIONES
12	32"	2.1	251 Lt/seg	Tubería existente en funcionamiento
13	24"	0.69	313 Lt/seg	" "
14	44"	0.34	520 Lt/seg	" "

CONDICIONES HIDRAULICAS FUTURAS

TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	Q (Lt/seg)	OBSERVACIONES
12	452	189	DIAMETROS EXISTENTES SON SUFICIENTES
13	740	310	
14	1192	499	

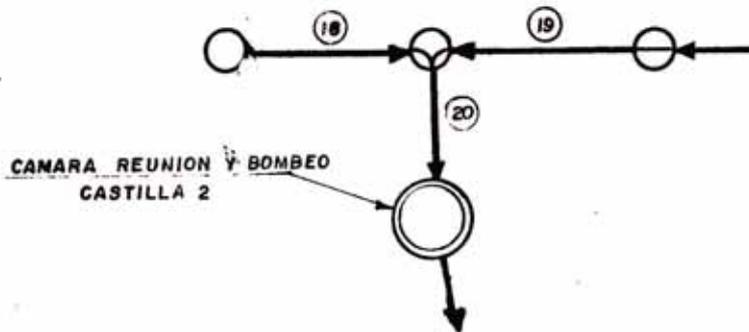
UNI TESIS DE GRADO	BACHILLERES:
	ALFREDO ACRUTA S. ANDRES MERA B.
	ASESOR: INGº SALINAS

SUBSISTEMA - CASTILLA 1



TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
15	54	22.6	10"	PRIMERA ETAPA
16	57	23.9	10"	PRIMERA ETAPA
17	111	46.5	14"	PRIMERA ETAPA

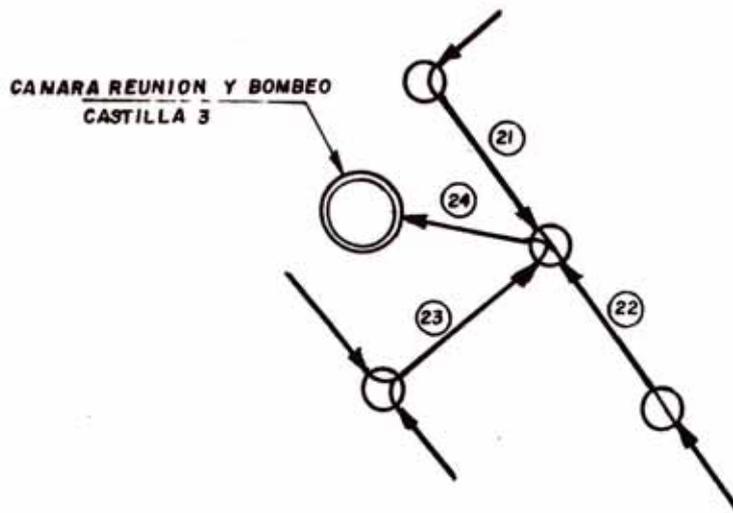
SUBSISTEMA-CASTILLA 2



TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
18	20	8.4	8"	PRIMERA ETAPA
19	43	18.0	8"	PRIMERA ETAPA
20	63	26.4	10"	PRIMERA ETAPA

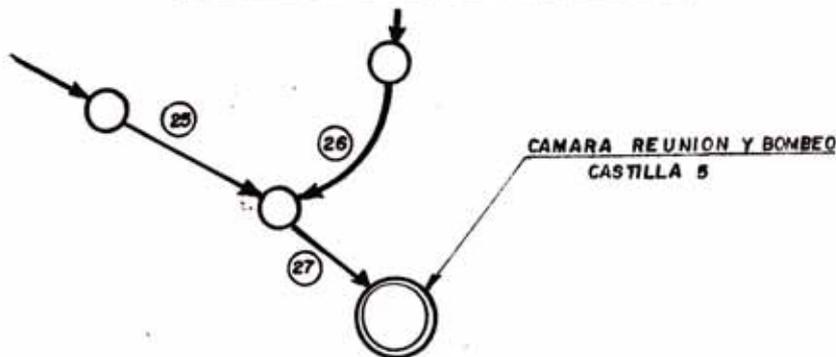
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROYECTO DE TESIS DE GRADO
 BACHILLERES: ALFREDO ACRUTA S.
 ANDRES MERA B.

SUBSISTEMA - CASTILLA 3



RAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
21	206	86.3	18"	1ra + 2da ETAPA
22	202	84.6	18"	1ra + 2da ETAPA
23	117	49.0	14"	1ra ETAPA
24	525	219.8	30"	1ra + 2da ETAPA

SUBSISTEMA - CASTILLA 5



TRAMO	AREA DRENADA (Ha)	CAUDAL (lps)	Ø Pulgadas	OBSERVACIONES
25	142	59.5	16"	2da ETAPA
26	69	28.9	12"	2da ETAPA
27	211	88.4	18"	2da ETAPA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROYECTO DE TESIS DE GRADO
BACHILLERES: ALFREDO ACRUTA S.
ANDRES MERA B.

CUADRO RESUMEN ELEMENTOS DE ALCANTARILLADO DE CASTILLA

AREA DE DRENAJE O SUBSISTEMA	ETAPA	Qpd (l/s) 1	Qmh(l/s) 2	Qmf (l/s) 3	V (m ³) 1.8(1+3)	Qb(l/s) 4 = 2 + 3	De(Pulg.) 5 = 1.2hV ^{0.4}	Hg (mt) 6	Long (mt) 7	S % 8	Hf (mt.) 9 = 7 + 8	Hf' (mt.) 10	ADT (mt.) 11 = 6 + 9 + 10	Pot _b (HP) 12 = $\frac{3.11}{75.107}$	Pot _m (HP) 13 = 1.2x12	OBSERVACIONES
CASTILLA 1	12	23.0	41.5	5.0	50	46.5	10"	13.00	3700	3.4	12.58	2.0	28.00	13	16	TRAMO CAMARA DE BOMBEO CAMARA ROMPE PRESION
	12	13.1	23.5	2.8	29	26.3	8"	13.00	1600	3.2	5.1	2.0	20.1	5	6	
CASTILLA 3	12	62.3	112.1	13.5	239	125.6	16"	25	3200	1.95	6.2	2.0	33.20	40	48	
	22	46.7	84.1	10.1	239	94.2	14"	25	3200	2.2	7.0	2.0	34.0	28	34	
CASTILLA 5	22	43.8	78.9	9.5	96	88.4	14"	8.00	3400	1.95	6.6	2.0	17.00	14	17	TRAMO CAMARA DE BOMBEO CAMARA ROMPE PRESION

La existencia de colectores, hace necesario su chequeo de las condiciones con que se encuentran para determinar si responden a las necesidades futuras de la población, esto siempre y cuando se encuentren en buen estado, de lo contrario determinaremos su cambio en función de los mayores aportes que es consecuencia de la expansión urbana, como muestra el plano regulador.

Los colectores deteriorados por los problemas que ocasionaron las lluvias, tendrán las mismas pautas de diseño, es decir, se determinará el área drenada que tiene influencia sobre éste, para de esta forma poder determinar su cambio por un diámetro igual o mayor según sea el caso.

Todos los colectores principales rehabilitados se encuentran tabulados en los cuadros que presentamos, detallándose sus características hidráulicas de funcionamiento.

Subsistema Piura-4

A igual que el subsistema anterior, el desague que escurrir, corresponde a las 2 etapas del Proyecto, hasta el año 2005, según el plano de zonificación.

Se verificará si colectores principales existentes cumplen con los requerimientos futuros, y los colectores que han sido deteriorados serán evaluados de acuerdo a su área de drenaje actual y para cualquiera de las Etapas del Proyecto.

6.14 Factibilidad de Obra

6.14.1 • Acuífero Freático

Es muy importante tener en consideración este aspecto por cuanto la obra consiste en la instalación de colectores a diferentes profundidades, el encontrar la napa del subsuelo superficial dificultarían los trabajos, por ello se hace mención varios detalles y sugerencias a aplicar en dichos trabajos.

Para dar una idea de la cantidad de agua, se hizo una prueba de campo, excavándose una galería de las siguientes dimensiones promedio:

Ancho	=	2.00 mt.
Largo	=	14.30 mt.
Profundidad	=	1.80 mt.

La galería se excavó en la ribera del río Piura en una explanada. El fondo de la excavación llegó hasta el nivel situado a 60m por debajo del nivel promedio del río, el perfil geológico encontrado como se muestra en la fig. N° 3 con el uso de una bomba de 5 lt/seg., se halló un rendimiento de la galería de 3 lt/seg. si quisieramos conocer la producción unitaria bastaría dividir entre el largo de la galería. así tenemos 0.21 lt/seg/ml., valor característico de los terrenos saturados.

La calidad del terreno, consistente en limo, arcillo-arenoso y el agua lo hace deleznable, produciéndose derrumbes al ejecutarse los trabajos de movimiento de tierras.

6.14.2. Entibados

Cuando las paredes de la zanja son inestables, pongan en peligro la vida de los trabajadores y el tr

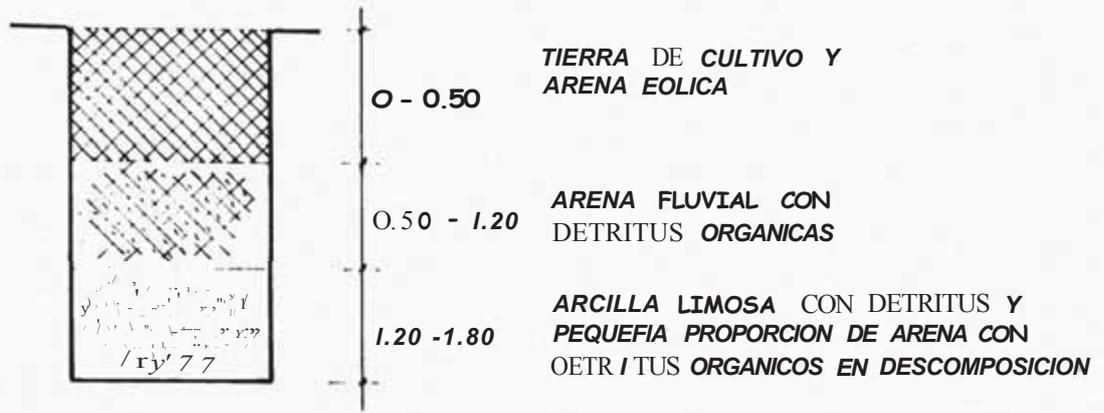


FIGURA Ni 3

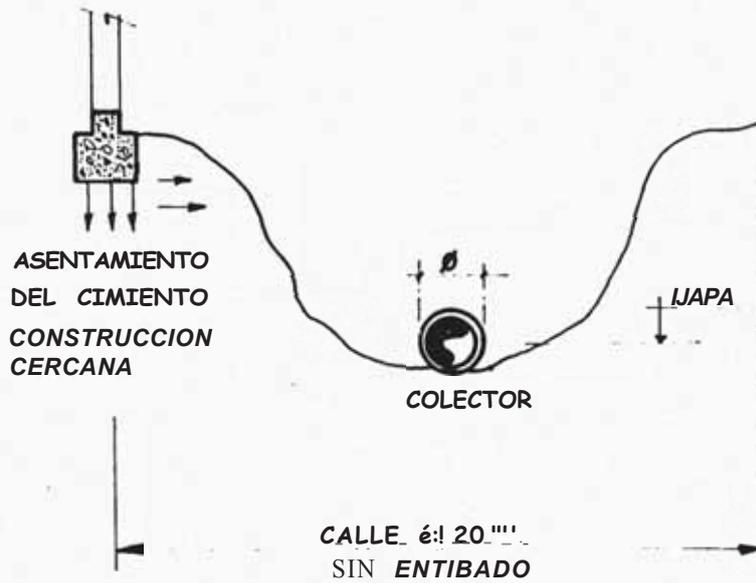


FIGURA Ni4- A

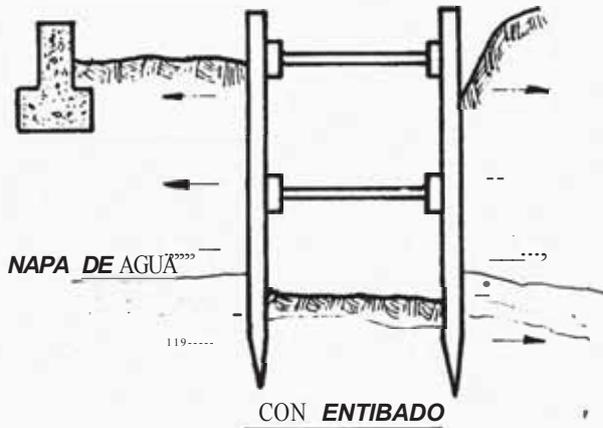
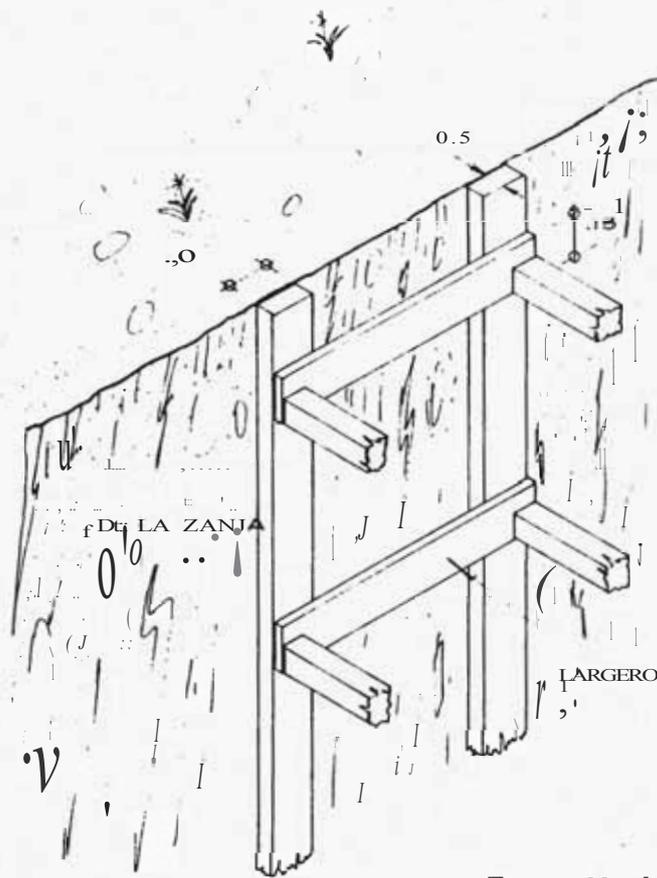
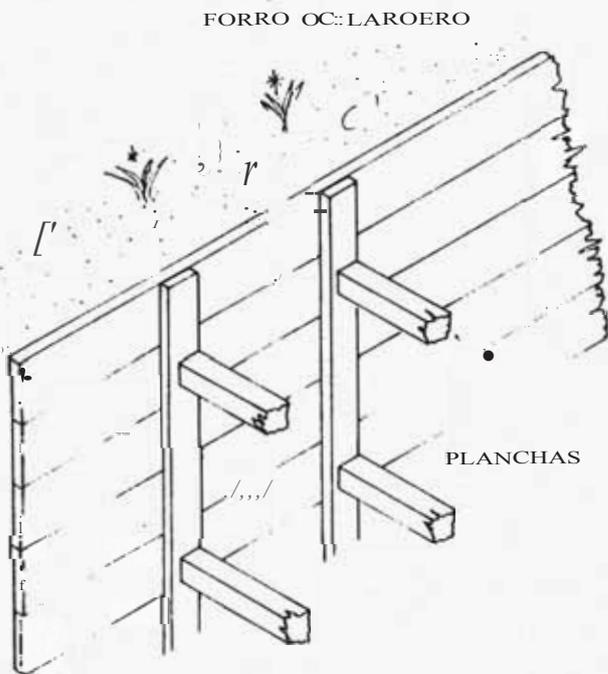


FIGURA. - 4- 8



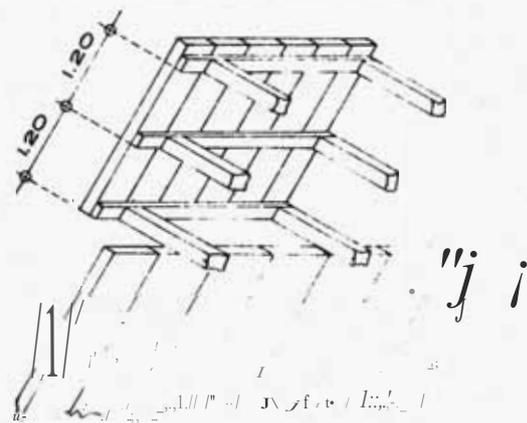
Terreno blando de profundidad 1.50

Fig.:5



Terreno blando poco estable.

Fig.:6



Zanja profunda con material suelto saturado.

Fig.:7

DETALLE ENTIBADO DE ZANJA EN TERRENO NORMAL
 SATURADO SEGUN ANALISIS DE PRECIOS PARA TUBE-
 RIAS 08-0/0". 112", fl18" y (122"

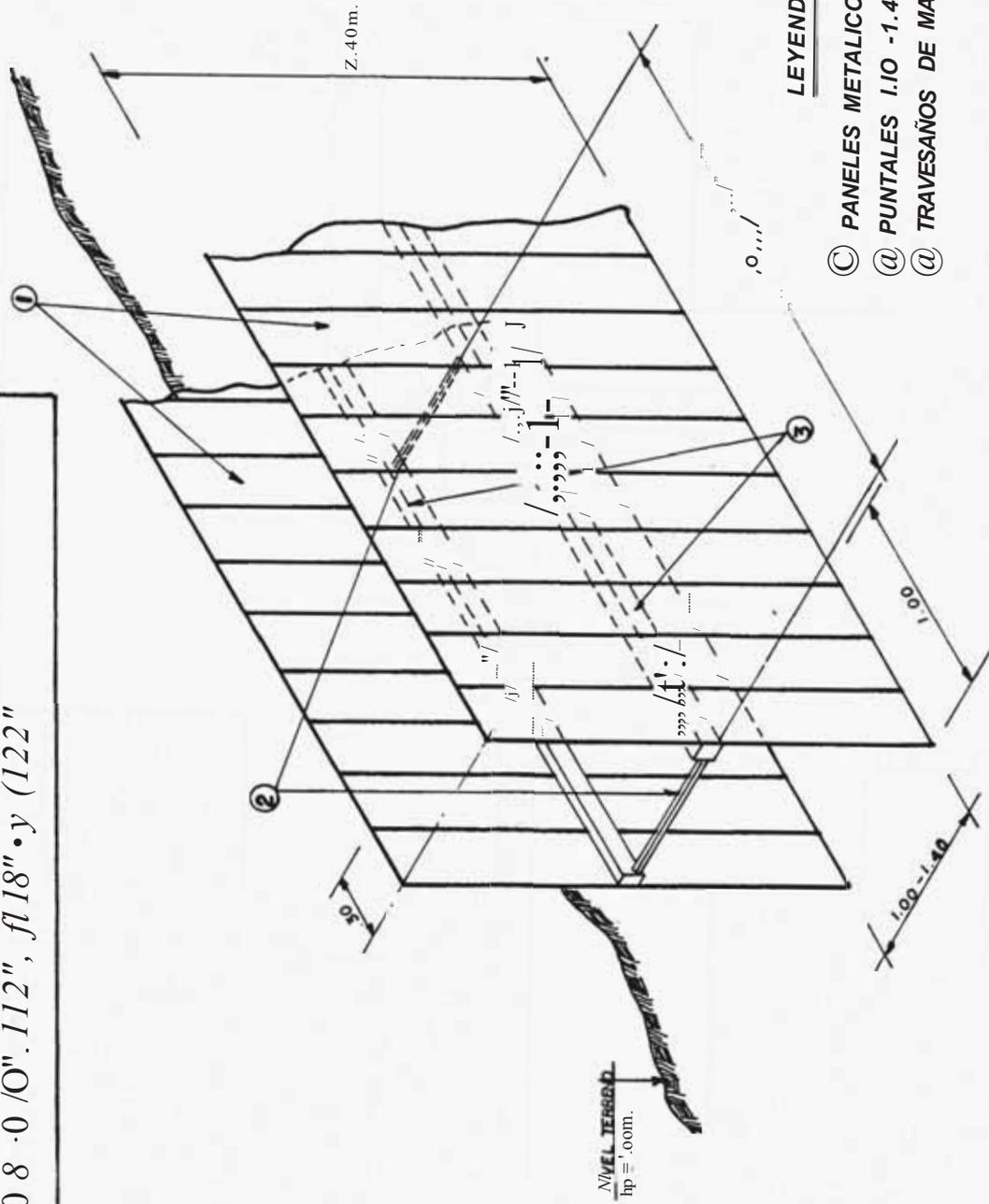


FIG. N° 8

bajo ya ejecutado se utilizarán entibados que pueden ser de madera o metálicos.

De esta manera también se protegerán la estabilidad de los edificios u otras obras cercanas al lugar, tal es el caso de las ciudades de Piura y Castilla en que muchos colectores de relleno serán rehabilitados en calles angostas menores a los 20 metros, de no contemplarse este tipo de protección, ocasionarían derrumbes de casas existentes, por falla de su cimentación, dañada en parte por las fuertes lluvias del año 1983.

En la figura 4-a se aprecia el peligro que puede afectar una excavación sin entibado, y en la figura 4-b la finalidad de ésta estructura.

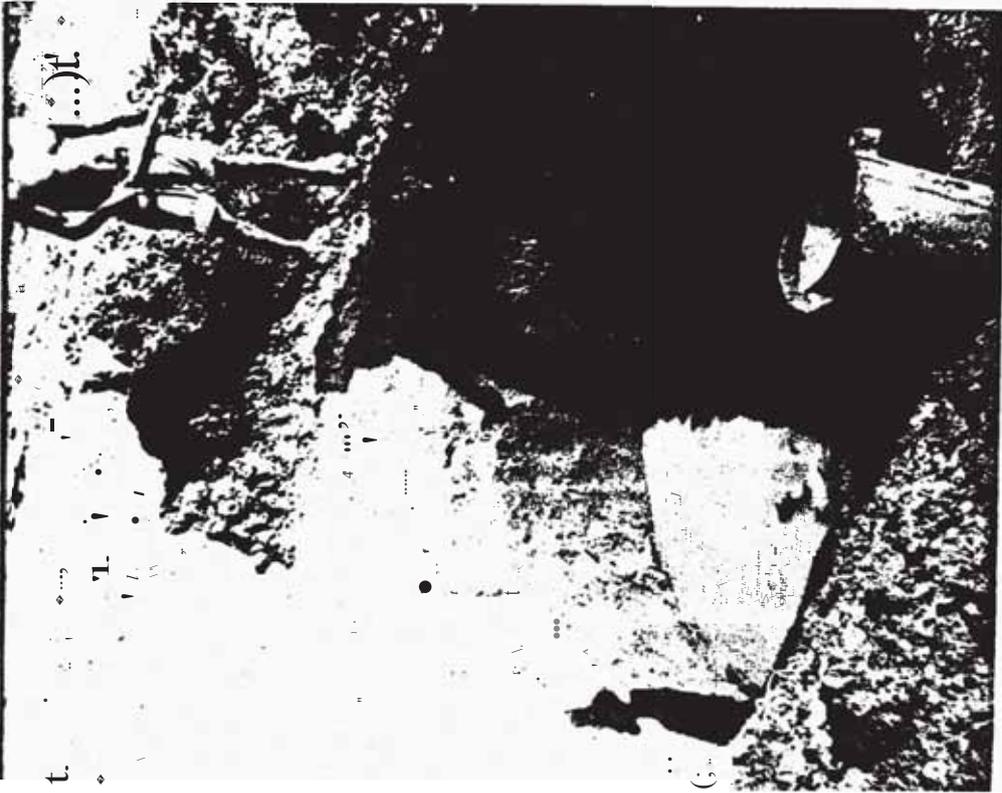
De acuerdo a la profundidad y tipo de material que se excava, se recomiendan diferentes tipos de entibado que se ilustran en las figuras 5, 6, 7.

Cuando el subsuelo descarga una cantidad apreciable de agua, son usados los tablaestacados metálicos, que lucen barreras metálicas estancadas y que pueden, al mismo tiempo, ser recuperados para usarlo de nuevo halándolos con ayuda de ganchos (.fig. 8)

6.14.3. Drenaje de la Zanja

Caso de que la masa de agua quede por encima del fondo de la zanja y que exista una apreciable afluencia de agua a la excavación, será necesario recurrir al aclimamiento, que consiste en descargar esas aguas mediante bombeo.

El drenaje puede efectuarse con el uso de motobombas que evacúen el agua freática de la zona de trabajo, éstas aguas de ninguna manera se bombearán hacia buzones existentes y que estén en operación, por el peligro de sufrir colmatación y obstrucción las tuberías por la gran cantidad de sólidos en suspensión que lleva el agua, deben construirse pequeños sedimentadores en obra



Excavación para la construcción de buzón, obsérvese la napa de agua difículta el proceso constructivo.



Problema de la napa freática muy superficial en la construcción de los buzones



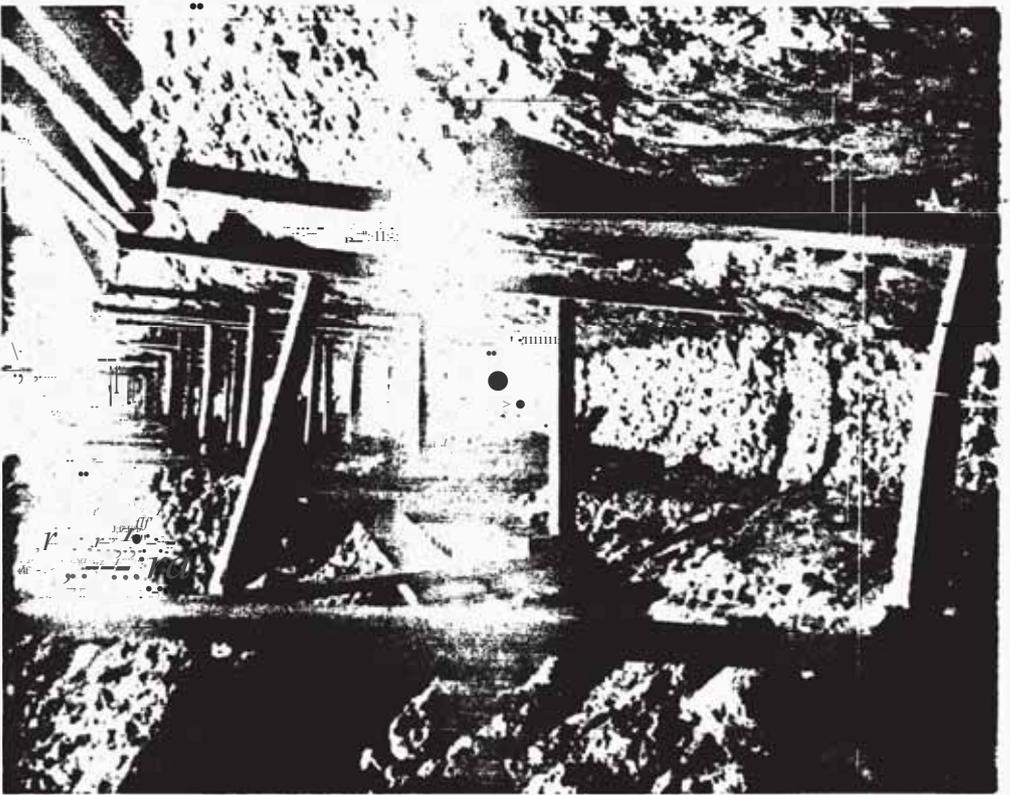
TERRENO TOTALMENTE DELEZNABLE PARA LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS



INSTALACION DE TUBERIA EN TERRENO ARENO-ARCILLOSO DELEZNABLE



ANT. BARRIO DE LOS ASESORES Y ASESORES DE LOS ASESORES.



ANT. BARRIO DE LOS ASESORES Y CAMA DE LOS ASESORES MENORES A LOS ASESORES.

cuyo afluente por rebose descargaría hacia un colector rehabilitado o en funcionamiento.

6.14.4. Pilotaje y Conformación de Fondos de la Zanja

Por la misma inestabilidad del terreno para el tendido y colocación de tuberías, como la construcción de buzones, se hace necesario proyectarse estructuras especiales de pilotaje, para impedir asentamientos de las estructuras a causa del terreno saturado.

En algunos casos hasta se conforma el fondo empleando piedras que varíen entre 3/4" a 1" de diámetro, pudiendo ser de mayor tamaño de acuerdo a la característica del terreno, lográndose con ello una buena base de cimentación para el tendido del conducto. Los pilotes tienen la misma finalidad en los casos extremos donde el terreno sea totalmente inestable.

Se cree conveniente ilustrar el detalle de pilotaje sobre terreno saturado, que recomiendan diversos especialistas en la materia.

6.14.5. Tipo de Tubería

La composición química del agua del subsuelo arroja en lo que corresponde a concentración de cloruros 2,000 ppm. a más, siendo el agua salobre.

Los desagües en normal funcionamiento, por acción de las bacterias anaeróbicas producen ácido sulfhídrico que ocasionaran la corrosión de la tubería en un período corto, por ello se sugiere que para la construcción en fábrica de la tubería debe utilizarse cemento tipo V en la elaboración del concreto por cuanto este elemento es de alta resistencia a los sulfatos y cloruros lo que garantiza la permanencia física de la estructura hasta su período de diseño, pudiéndose adicionar una mezcla de asfalto emulsionado en el interior de la

tubería, la que elevaría aún mas su resistencia a la corrosión e impermeabilización del conducto.

6.14.6. Aliviaderos de Agua de Lluvia

Las lluvias del año 83 causaron grandes estancamientos de aguas en diferentes partes de la ciudad, debido a depresiones del terreno, como la parte central de los distritos de Piura y Castilla, para ello se ha tomado en cuenta construir aliviaderos, cuya descarga ser directamente al río, destinado exclusivamente para evacuar aguas pluviales que quedarían empozadas en caso de producirse lluvias de fuerte intensidad.

Para darnos una idea de la cantidad de agua que caería sobre la zona, aplicamos una de las fórmulas que corresponde al método racional, que tiene la sgte. expresión:

$$Q = C I A.$$

donde:

Q = Caudal medio m³/año

I = Precipitación anual (mm)

A = Area de la cuenca (m²)

C = Coeficiente de flujo superficial (.0.20-0.40)

En el cuadro II - 1, del capítulo II, se obtuvo en el mes de Marzo una precipitación promedio de 65.5 mm. en una serie de registros de 20 años de duración, exceptuando la magnitud de la precipitación del año 1983, por considerarse un fenómeno de probabilidad de ocurrencia casi nulo.

De la fórmula puede obtenerse:

$$\frac{0.25 \times 0.0655 \times 10,000}{3 \times 65 \times 86,400} = 5.2 \times 10^{-6} \text{ Lt/seg/Ha.}$$

/ ...

Como puede apreciarse es insignificante el caudal de esorrentía, como para adoptarse un sistema de recolección de aguas pluviales.

Para cualquier contingencia que pueda ocurrir, se adoptara como diámetro mínimo del aliviadero 12", y que funcionara como conducto libre, fluyendo a sección llena (0.9 d), con velocidades mínimas de 0.75 m/seg. y máximas de 5 m/seg. Aplicando la fórmula de Manning se obtiene como pendiente mínima 3‰, el aliviadero desembocara en el río, encima de su nivel medio.

El problema de inundación producido por el crecimiento del río Piura en fechas extraordinarias puede solucionarse con la construcción de un encausamiento que además esta decir será una obra sumamente cara o cuya estructura aguardara por largos años, el fenómeno aleatorio produciendo por ende un alto porcentaje de capacidad ociosa.

6.15 Composición de las Aguas Servidas

Desde el punto de vista físico las aguas servidas contienen materia en suspensión, en solución y en estado coloidal, desde el punto de vista químico en cambio contienen sustancias de origen animal, vegetal y mineral.

Generalmente presenta menos de 0.1% en peso de sólidos que corresponden a sales inorgánicas, del agua de abastecimiento, las sustancias orgánicas e inorgánicas, derivados de [comercial y doméstico, comercial e industrial].

Los sólidos totales están representados por el residuo que se obtiene al evaporar y secar una muestra a la temperatura de 108° c durante 60 minutos.

Los sólidos totales se encuentran en la siguiente proporción.

Sólidos totales	En suspensión	Orgánicos 70 - 80% (Volátiles)
		Inorgánicos 20 - 30% (fijos)
	Disueltos	Orgánicos 30 - 40% (volátiles)
		Inorgánicos 60 - 70% (fijos)

Coloides: Proviene de precipitados del jabón, materias fecales y materia orgánica e inorgánica finamente dividida, como aceite, grasa, arcilla y restos industriales. La cantidad de coloides se incrementa con el tiempo y la edad de las aguas servidas, junto con la descomposición progresiva.

6.15.1. Materia Orgánica:

Los grupos principales son las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas, y los productos de descomposición, todas estas sustancias se descomponen por la acción bacteriana.

Las proteínas contienen C,O,H,N,S y fósforo en las siguientes proporciones:

<u>Componentes</u>	<u>Porcentaje</u>
Carbono	51 - 25
Oxígeno	20 - 24
Nitrógeno	15 - 18
Hidrógeno	7 - 7.5
Azufre	0 - 2.5
Fósforo	0 - 1.0

La detoxificación del nitrógeno y sus sales, tiene importancia en el tratamiento de las aguas servidas; permite formarse una reserva de la estabilización de la materia orgánica, nitrogenada, que se inicia con la formación de amoníaco y tetrahina con la formación de nitratos a continuación en la fig. Sgte. se presenta el ciclo del nitrógeno.

El nitrógeno como NH_4^+ se considera como nitrógeno amoniacal •

Nitrógeno de los Nitritos:

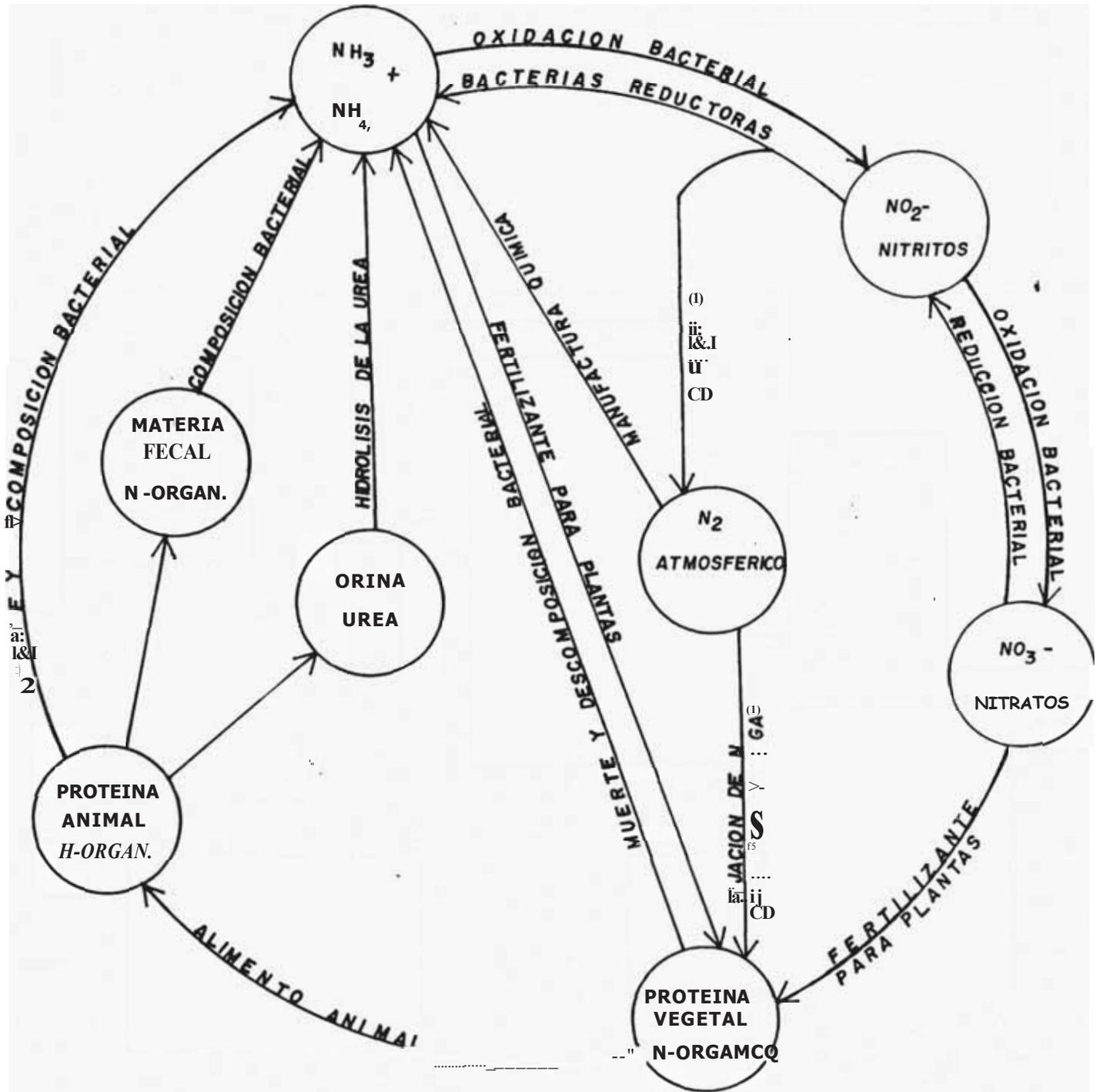
El contenido de nitritos en las aguas negras, depende de la cantidad de NH_3 y NO_3^- ; en condiciones normales, los nitritos son producto de la oxidación de NH_3 , de la reducción de los nitratos; su concentración por lo general no es mayor del mg/l.

Nitrógenos de los Nitratos:

Los nitratos son los productos finales de la oxidación de la materia orgánica nitrogenada existente en aguas negras. Los nitratos se transforman en nitritos bajo condiciones anaeróbicas.

Nitrógeno Orgánico:

La mayor parte del nitrógeno orgánico de las aguas servidas se debe a las proteínas •



CICLO DEL NITROGENO

Hidratos de Carbono:

Son compuestos formados por C,H y O incluyen: azúcar almidón, celulosa, fibra de madera etc.; el almidón se encuentra en el maíz, trigo, arroz etc., y es insoluble a diferencia de los azúcares que son solubles.

Grasas:

Son los compuestos orgánicos mas estables y por lo tanto de mas difícil descomposición bacteriana. Proviene principalmente de los desperdicios de cocina, restos de jabones, heces, residuos de garages, lavanderías etc.

La degradación de las grasas es una hidrólisis de la cual resultan glicerol y ácidos grasos.

En presencia de álcalis como el Na (OH) la operación se llama saponificación y los productos resultantes son los jabones que como las grasas son de caracter estable.

Análisis típico de grasas en aguas servidas según Buxell:

Jabón	50%
Glicéridos	34%
Aceites minerales	3%
Otros no saponificables	7%
Huinidad	6%

La mayor parte de las grasas están en estado coloidal. Las grasas contienen CHO, las aguas servidas contienen de 25 a 50 p.p.m. de grasas.

6.15.2. Materia Mineral:

La materia mineral es de las aguas servidas, es de menor importancia en los sistemas sanitarios se originan en las sales existentes en el agua negra o en las aguas de infiltración.

Entre los compuestos minerales de mayor interés tenemos:

Cloruros: De K, Na, Ca, Mg, son debido a los desperdicios de cocina, **orina** y heces humanas.

Sulfuros: Existen 2 formas de sulfuros en las aguas servidas.

- 1) Sulfuros totales; que comprenden las formas solubles H_2S y HS^-
- 2) H_2S no Ionizado; este da **olor** a huevos podridos y deteriora **las estructuras de concreto**.

Azufre:

Se presenta en las aguas servidas como compuesto de **sulfatos** y de no sulfatos •

Los compuestos de no sulfatos son principalmente sulfuros, sulfitos y **tiosulfuros** inorgánicos e incluye una **pequeña** cantidad de S orgánico, todos estos compuestos pueden oxidarse a $SO_4^{=}$ algunos de los sulfuros pueden producirse por reducción de $SO_4^{=}$ a H_2S .

Sales de Hierro:

La presencia de **iones** de fe en las aguas negras, favorece el crecimiento de **bacterias** de fe.

6.15.3. Gases y Materias Volátiles

Las aguas servidas **no sólo** tienen en **solución gases** - de la atmósfera (O, N, CO_2) cuya concentración es función del coeficiente de solubilidad del gas **en** la atmósfera, **temperatura** y pureza del agua, **sino también** otras **pequeñas cantidades** de **gases** productos de la descomposición de la **materia**, tales como el metano (CH_4 **derivado de la descomposición de los lodos**) y el H_2S . El H_2S es **producto** de la desintegración de la materia orgánica que contiene S o de la reducción de sulfatos o sulfitos minerales.

Es un gas incoloro, inflamable y de intenso olor a huevos podridos.

Hay otros compuestos volátiles que se producen en condiciones anaerobicas como el Indol, escatol y otros que producen olores •

6.15.4. PH

Tiene relación con 3 aspectos fundamentales:

- 1) Desarrollo bacteriano en el proceso de descomposición (estabilización) de la materia orgánica. Las actividades microorganismos en la descomposición de la materia son acelerados o retardados por el cambio del PH, habiendo un valor óptimo al que a veces hay que llegar por medios artificiales (no menos de 4 ni mayor de 13).
- 2) Coagulación o precipitación de las materias suspendidas o en estado coloidal. Hay intervalos adecuados de PH para obtener una coagulación satisfactoria y para conseguirlos, a menudo es necesario añadir ácidos o bases •
- 3) Eliminación del agua de los lodos. En lo posible debe conseguirse el valor Óptimo del PH.

6.15.5. Microorganismos

Las aguas servidas contienen una gran cantidad de microorganismos, de los cuales existen 2 tipos de interés los patógenos y saprofitos.

Los Patógenos:

Son provenientes del tracto intestinal de personas o animales enfermos, constituyendo una amenaza latente a los alcantarillados y los cursos receptores que los

contienen.

Entre las bacterias más importantes se pueden citar los causantes de tifoidea, paratifoidea, disentería bacilar, cólera etc. Entre los virus que los producen la poliomielitis y la hepatitis infecciosa, Protozoarios como los responsables de la disentería amebiana, Huevos de ascaris, lumbricoidea, oxiurus taenia saginata etc. Todos estos están asociados a la presencia de los microorganismos indicadores, que pertenecen al grupo coliforme.

Los Saprofitos:

Representan un papel importantísimo en la estabilización de la materia orgánica.

Por la acción biológica a la que esta sujeta la materia orgánica se obtiene un desdoblamiento en compuestos simples y estables.

6.16. Demanda Bioquímica de Oxígeno:

Existe un grupo de organismos denominados aeróbicos, que utilizan el oxígeno como receptor del hidrógeno en las reacciones bioquímicas de la respiración celular. En el agua, donde existe una gran variedad de organismos, el oxígeno se encuentra disuelto, y puede ser utilizado por los organismos aeróbicos mientras descomponen la materia orgánica.

Se define como demanda bioquímica de oxígeno (DBO), a la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para descomponer la materia orgánica presente en el agua en condiciones aeróbicas.

La DBO es un parámetro de gran importancia que determina la potencia o fuerza de las aguas servidas en términos de la cantidad de oxígeno que requerirían estas aguas si fueran descargadas a un curso natural para que su materia orgánica sea descompuesta aeróbicamente por los microorganismos.

C01110 se puede ver, mayor demanda bioquímica de oxígeno quiere decir mayor contenido de materia orgánica en una muestra de aguas y es justamente por eso que la DBO, es una buena indicación de la concentración de materia orgánica que existe en las aguas servidas.

6.16.1. Expresión Matemática de la DBO

Se ha encontrado que aproximadamente, la variación de la concentración de materia orgánica, respecto del tiempo es directamente proporcional a la concentración de materia orgánica *es decir:*

$$\frac{-de}{dt} = K C$$

C - concentración de materia orgánica oxidable •

$$\frac{-de}{dt} = K C \quad (\text{reacción de primer orden})$$

Suponiendo que la DBO es proporcional a la concentración de materia orgánica, se puede escribir.

$$-d \frac{(DBO)}{dt} = K (DBO)$$

K - factor de proporcionalidad, tasa de velocidad de la reacción.

La ecuación anterior puede escribirse de la siguiente forma.:

$$\frac{d (DBO)}{(DBO)} = -K dt$$

Si integramos esta expresión entre los límites:

- t = 0, DBO=L = Demanda bioquímica total
- t = t DBO=Lt= Demanda bioquímica que queda después de un tiempo t, tendríamos:

E_a = Energía de activación, es decir la cantidad de energía que se requiere para que se produzca la colisión de 2 moléculas en una reacción en Cal/mol.

R = Constante universal de los gases = 1,986 Cal/mol. °K

T = Temperatura absoluta

La energía de activación para una reacción puede calcularse directamente de los valores de tasas de reacción medidas a 2 temperaturas diferentes con lo siguiente:

A la temperatura T_1

$$\ln K_1 = \ln A - \frac{E}{RT_1}$$

A la temperatura T_2

$$\ln K_2 = \ln A - \frac{E}{RT_2}$$

Restando queda:

$$\ln K_1 - \ln K_2 = \frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right)$$

$$\ln K_2 - \ln K_1 = \frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right)$$

$$\ln \frac{K_2}{K_1} = \frac{E}{R} \left(\frac{T_2 - T_1}{T_2 T_1} \right)$$

$$K_2 = K_1 e^{\frac{E}{R} \left(\frac{T_2 - T_1}{T_2 T_1} \right)}$$

$$\int_L^{L_t} \frac{d(\text{DBO})}{\text{DBO}} = -K \int_0^t dt ,$$

$$\left[\ln \frac{\text{DBO}}{L} \right]_L^{L_t} = -K \left[T \right]_0^T .$$

$$\ln \frac{L_t}{L} = -K (T - 0)$$

$$\frac{L_t}{L} = e^{-Kt}$$

L_t ∴ Es la demanda de oxígeno que queda después de un tiempo t , puesto que L es la demanda bioquímica total. La DBO que ha sido ejercida en el lapso t sería.

$$Y = L - L_t$$

$Y =$ DBO ejercida en el tiempo t

reemplazando el valor de L_t , podemos obtener:

$$Y = L (1 - e^{-Kt}) \quad \text{ó} \quad Y = L(1 - 10^{-Kt})$$

En la Sgte. pagina se presentan las curvas características de la DBO

6.16.2. DBO a los 5 Días

Uno de los parámetros más utilizados en ingeniería sanitaria es la DBO a los 5 días y a 20°C es decir la cantidad de oxígeno que es consumido durante los primeros 5 días de actividad microbiana, aunque se sostiene arbitrariamente que en los primeros 5 días se ejerce la mayor demanda de la DBO la razón de escoger 5 días es la sgte.: La prueba de la DBO fue desarrollada en Inglaterra para poder medir el efecto que ocasionaba el arrojar los desechos líquidos en los

ríos de ese País, el mas largo de los cursos de agua demorara cinco días para recorrer desde su nacimiento hasta la desembocadura, por consiguiente, no interesa ha extender mas de 5 días la prueba de la DBO.

De allí surgió la DB05 como un parámetro de diseño - que siguen siendo el "tiempo normal" para la realización de prueba en el laboratorio.

6.16.3. Efecto de la Temperatura en la DBO

La temperatura afecta la demanda bioquímica de oxígeno. El efecto se manifiesta directamente en la variación de la tasa de reacción (K).

Según Svante Arrhenius realizó varias observaciones acerca de las variaciones de la tasa de una reacción con respecto a la temperatura absoluta, y concluyo - que si se dibuja un gráfico $1/T$ en el eje de las abscisas ($T = \text{temp. absoluta.} = ^\circ\text{C} + 273$) y $\ln K$ en el eje de ordenadas, se obtiene para todas las reacciones químicas, una línea recta de pendiente negativa, cuya ecuación es:

$$\ln K = \ln A - \frac{E_a}{Rt}$$

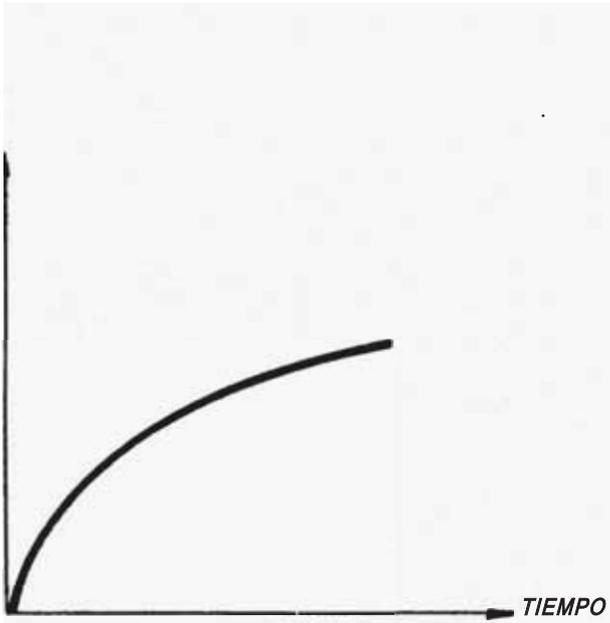
$$K = A e^{-\frac{E_a}{Rt}}$$

Ambas ecuaciones expresan la Ley de Arrhenius donde:

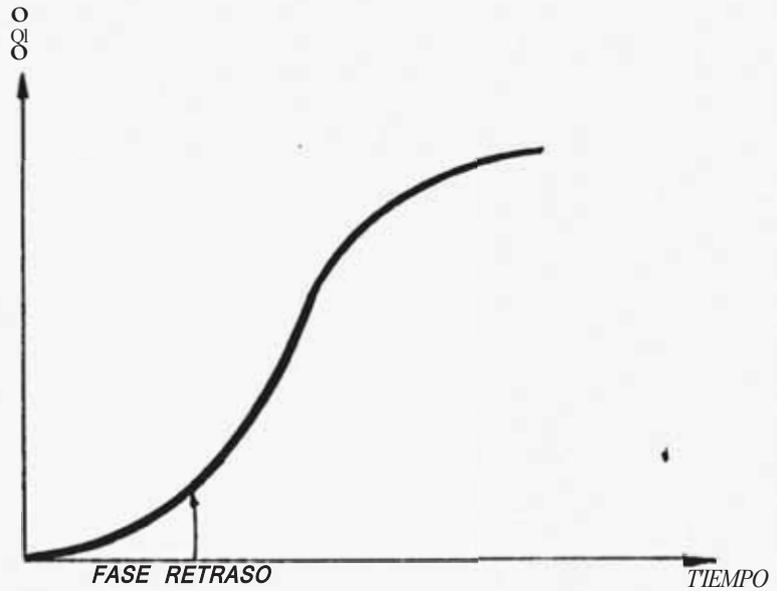
K = tasa de reacción

A = co·eficiente que expresa numéricamente la frecuencia de colisiones de las moléculas que participan en la reacción.

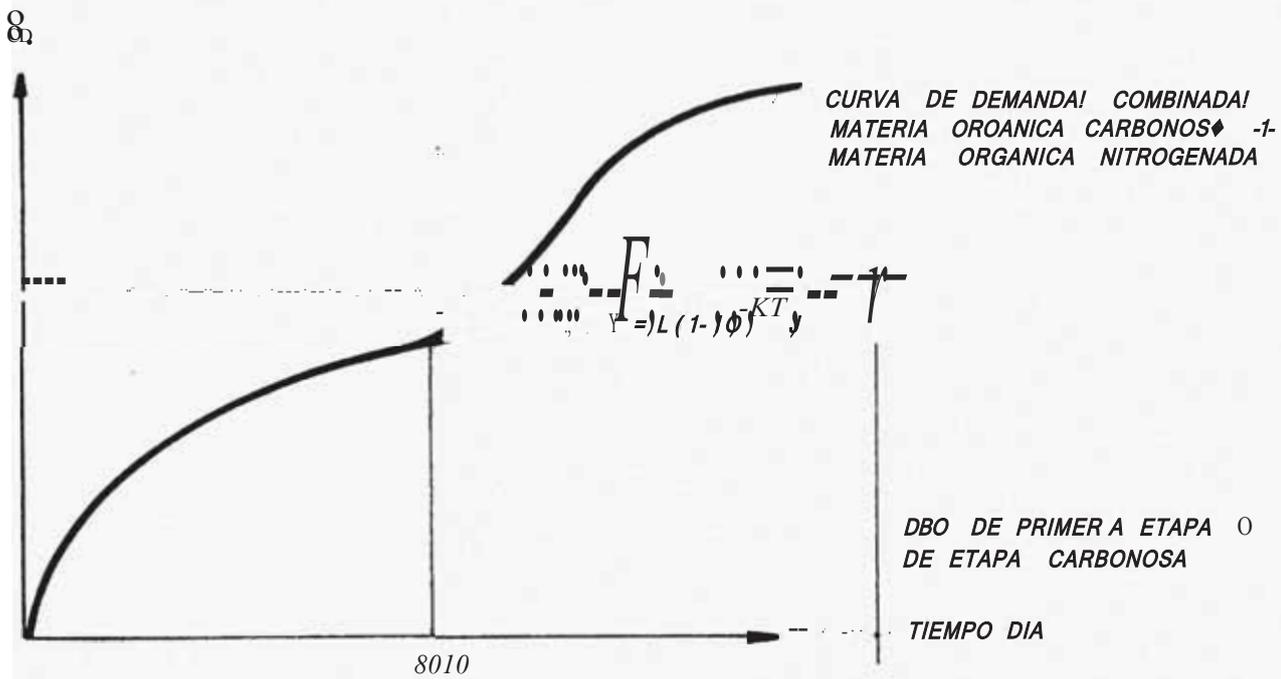
e = base de los logaritmos neperianos



CURVA NORMAL DE LA DBO



CURVA DE DBO CON FASE DE REIRASO



CURVA DE OSO MOSTRANDO EL EFECTO DE LAS BACTERIAS NITRIFICANTES

La expresión $k_2 = k_1 e^{-\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right)}$ se expresa comúnmente como $k_2 = k_1 Q^{T_2 - T_1}$

Lo cual quedaría:

$$k_2 = k_1 Q^{T_2 - T_1}$$

El valor de Q **tiene** valores encontrados por diferentes autores entre **los** cuales tenemos

g	Autor
1.072	Van't Hoff Arrhenius
1.085	E.F. Gloyna
1.0993	Mc Garry. Pescad

6.16.4. Período de Retención:

Se define período de retención T como volumen entre caudal $T = V/Q$, es el tiempo que permanece el líquido desde la entrada del afluente hasta la **salida** del mismo durante el cual el líquido **a sufrido** un tratamiento **básicamente** físico biológico que reduce la demanda bioquímica de oxígeno, estabilización de **la** materia orgánica y reducción de microorganismos patógenos para ello se requiere según CEPIS un período de 24 días variando ello con las condiciones climáticas de la **zona**.

6.17 Lagunas de Estabilización

6.17.1 Generalidades

El dimensionamiento de las lagunas de estabilización puede realizarse sobre la base de fórmulas derivadas de criterios racionales o bien de valores empíricos: Diversos factores deben ser analizados para encarar el diseño de una laguna, tener presente las condiciones particulares de cada localidad •

Además de las consideraciones comunes que se forman en cuenta para el tratamiento general de los líquidos residuales como son: Calidad del líquido afluente, grado de tratamiento deseado, ubicación de la planta, número y tipo de unidades constructivas y de operación, resulta de interés especial para el diseño de las lagunas de estabilización la consideración de factores bien definidos como son físicos biológicos, químicos interrelacionados entre sí •

6.17.1.1. Factores Físicos

Se pueden agrupar de la siguiente forma:

Factores Físicos Dependientes del Líquido a tratar:

Calidad afluente, Eficiencia QA, QE

Temperatura T

Factores Físicos Dependientes de la Laguna

Volumen, Área, profundidad

Forma

Infiltración

Factores Físicos Dependientes del Clima

Precipitación

Evaporación

Energía Solar

Illuminación

Vientos

Infiltración:

Su valor no es fácil conocer, antes de la construcción de la laguna, puede ser perfectamente controlado y su influencia despreciable cuando el fondo y los terraplenes de la misma son impermeables.

Iluminación:

En las lagunas de estabilización, el efecto de la luz solar es importante, ya que por su intermedio las algas podrán realizar la fotosíntesis y de allí suministrar el oxígeno necesario para el proceso. Se ha comprobado que no es necesario que existan condiciones totalmente aeróbicas para utilizar la energía lumínica, la que es afectada por distintos factores que se encuentran en la laguna.

En un cultivo homogéneo que se encuentra a cierta profundidad y es suficientemente denso, las células crearán sombras mutuas lo que provocará una disminución de la acción de la luz por debajo de la superficie.

De esta forma, se ha demostrado que la intensidad de la luz en una suspensión homogénea de algas *Chlorella* decrece de acuerdo con la concentración y profundidad siguiendo la ley de Beer Lambert que establece:

$$I = I_0 e^{-kcd}$$

Siendo

I_0 : Intensidad original de reacción

I : Intensidad de la luz a la profundidad d que pasa a través de un medio de coeficiente de absorción K y concentración c .

La utilización de la energía lumínica en las lagunas de estabilización no es sencilla estando afectada por diversos factores. La estratificación del líquido en capas de distinta densidad está afectada por la acción de corrientes de temperatura que provocan un movimiento desde la superficie al fondo y se observa la acumulación de algas a cierta profundidad donde la energía lumínica es mejor utilizada.

rsi - 9! :

La cantidad de energía solar que alcanza la superficie de la tierra depende de fenómenos astronómicos, meteorológicos y situación geográfica en la que se incluye la latitud y altitud.

E2r - -! - 9 -t- s !2 - !- ! !2:

La forma geométrica de la laguna y los efectos hidrodinámicos ejercen influencia sobre la misma.

Tanto la aereación superficial como la oxigenación fotosintética puede ser incrementadas ya sea por la acción del viento o como consecuencia de la acción térmica de la mezcla.

6. 11. 1.2 E E - i2!2g!s2 :

La Materia orgánica es oxidada por medio de los procesos biológicos en los que actúan bacterias para ello las bacterias requieren un suministro adecuado de oxígeno y por medio de su metabolismo estabilizarán los compuestos orgánicos, produciendo dióxido de carbono, sulfatos, etc.

Las algas a su vez en presencia de la luz solar utilizarán los compuestos orgánicos para producir nuevas células.

Uno de los productos finales del metabolismo de las algas es el oxígeno que las bacterias utilizan en condiciones aeróbicas, siendo la principal fuente de oxígeno para las bacterias en las lagunas de estabilización.

De esta forma la materia orgánica en los líquidos residuales es simplemente transformada de una forma a otra, las algas y las bacterias que resultan de la descomposición de la materia orgánica representa una forma de la misma más estable; la presencia de grandes cantidades de algas y bacterias estimula el Zooplancton, Protozoarios y Rotíferos.

Como el Zooplancton puede no metabolizar, todo el exceso de algas y bacterias, y parte del mismo es arrastrado a los cuerpos receptores para su estabilización final.

Una laguna ofrecerá durante su funcionamiento resultados satisfactorios siempre que se mantenga un equilibrio entre las algas y bacterias. Es lógico por lo tanto que la producción de oxígeno debe satisfacer la carga o alimento incorporado a la laguna.

6.17.1.3. Factores Químicos:

Los elementos químicos que juegan en el desarrollo de las algas en los procesos de tratamiento por medio de lagunas de estabilización son aquellas que podemos agrupar como nutrientes y tóxicos.

Nutrientes:

La gran mayoría de las algas utilizan solamente el dióxido de carbono libre para su actividad durante el proceso de fotosíntesis.

Sin embargo, existen ciertas especies de algas que pueden utilizarlo en sus combinaciones.

Otros elementos son necesarios para el metabolismo de las algas. W.J. Oswald y H.B. Gotaas indican que las especies de algas que son más afectivas o la fotosíntesis para la producción de oxígeno, utilizan el amoníaco como fuente de nitrógeno, por medio del cual constituyen su materia celular proteica.

De esta forma se conserva el nitrógeno y al mismo tiempo la demanda final del oxígeno de los elementos residuales es grandemente reducida, en razón de quedar muy poco amoníaco para ser oxidado a nitratos.

El fósforo es otro nutriente de las algas que se encuentran en cantidades suficientes en el líquido cloacal para el desarrollo de las mismas. El magnesio y el potasio son también esenciales para el desarrollo de las algas. El primero es más importante porque es parte integrante de la molécula de clorofila.

Tóxicos:

Cualquier elemento químico que interfiere con el proceso de desarrollo de las algas puede considerarse como un tóxico. Estos elementos pueden encontrarse en algunos líquidos de desague.

6.17.2 Tipos de Lagunas

-Laguna AerObica o Fotosintética

Las bacterias requieren del oxígeno molecular son de poca profundidad, no despiden mal olor, reciben una carga orgánica baja y que logran mantener oxígeno disuelto en toda su profundidad.

-Lagunas AnaerObicas

Las bacterias no requieren oxígeno molecular sino de los substratos o compuestos químicos. Se caracterizan por ser profundas, el inconveniente es el olor que despiden, son por lo general lagunas con profundidades mayores a los 2 metros.

-Lagunas Facultativas

La laguna facultativa es la de mayor aplicación. La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo por intermedio de 2 tipos distintos de microorganismos. En los estratos superiores se verifica un proceso aeróbico mientras que en los inferiores la materia orgánica que ha sedimentado sufre una estabilización por acción anaerobica.

Las estructuras de tratamiento para desagües de localidad urbana, deben estar conformadas por lo general de 1 a 3 lagunas primarias y secundarias siendo función de las primarias la remoción de la DBO y de la secundaria la eliminación de parásitos Helminintos y gérmenes coliformes.

6.17.2 Lagunas en Serie y en Paralelo

Las lagunas en serie reciben en secuencia las aguas servidas en etapas sucesivas de tratamiento que la van mejorando de una laguna a otra, hasta que se descargan en la última, teniendo un grado aceptable de purificación.

En las lagunas en paralelo el afluente se canaliza a todas las lagunas simultáneamente recibiendo el mismo grado de tratamiento en cada una hasta que este listo su descarga.

La reducción de la DBO para un lapso dado no es mucho mayor en las lagunas en serie que en las que estén en paralelo en cambio la reducción de bacterias provenientes de heces fecales, si es mayor en lagunas en serie. Una ventaja de las lagunas en paralelo es que cualquiera de ellas puede dejarse de usar para ser reparada o para extraer lodos sin que se afecte con ello la operación del sistema. El sistema óptimo es aquel que hace uso de lagunas múltiples que pueden operarse, ya en serie, ya en paralelo.

6.17.3 Fonna de las Lagunas, Dispositivo de Entrada y Salida, Interconexión, Estructura de Medición.

Aunque cualquier forma de la laguna es posible, deben permitir la libre circulación del viento desde cualquier dirección y estar orientadas de manera que se obtenga el máximo de luz solar. Las unidades rectangulares con una relación larga-ancho 3:1 permiten eficiencia como la mayor sencillez en la construcción de unidades adyacentes.

Gradientes y Terraplenes:

Los lechos a nivel dan mejores resultados. En la zona de entrada y salida son aconsejables pendientes mínimas.

Los diques sirven para contener el líquido, proporcionar capacidad de embalse de reservas y permitir el acceso para inspección y mantenimiento.

Una pendiente para el borde 1:2.5 da un margen que otorga estabilidad a los terraplenes y permite que se efectúe el oleaje sin reducir indebidamente la capacidad de la laguna.

Zonas de Entrada y Descarga:

La entrada del agua en una laguna debe disponerse de ma-

nera que el líquido se reparta uniformemente en ella evitando "corto circuito" y zonas muertas. En lagunas grandes es aconsejable que el afluyente descargue a unos 15 metros de la orilla.

Cuando la entrada va en el fondo, la tubería descarga sobre un **plato** de concreto, con la finalidad de no erosionar el fondo y evitar el deterioro de la tubería de entrada.

La repartición del flujo hacia varias lagunas se puede realizar por medio de vertederos triangulares, el cual regula el flujo de entrada mediante la fórmula

$$Q = 1.4 H^{5/2}$$

Q = Caudal m³/s

H = Tirante de agua mts.

Estructura de Salida:

La estructura debe estar cerca e inmediata a una de las orillas y lo mas lejos posible de la estructura de entrada, con el propósito de evitar corto circuito. Un dispositivo general y económico de salida es aquel en que el afluyente pase a través de una compuerta de madera o vertedero a una tubería de C.S.N. situado bajo el terraplen de allí va a un canal que lleva el afluyente a zonas de riego.

Tubería de Interconexión:

En las tuberías de interconexión se pueden usar cualquier material normalmente usado para la construcción de alcantarillas pueden usarse válvulas a fin de facilitar la operación y mantenimiento de la laguna. El material a emplear sera asbesto cemento clase A-5

Estructuras de Medición:

Es importante dejar dispositivos de medición, es común el uso de vertederos triangulares o PARSHALL, acoplados o mecanismos registradores que dejan un gráfico de caudal contra el tiempo.

Estructuras de Distribución Proporcional de Caudales - Cuando se Usan Varias Lagunas:

Cuando se utilizan varias lagunas es conveniente que estas puedan operar en serie o en paralelo.

Cuando las lagunas se operan en paralelo, se necesita construir una estructura que permita distribuir los caudales entre las diferentes lagunas con la conveniencia de la operación.

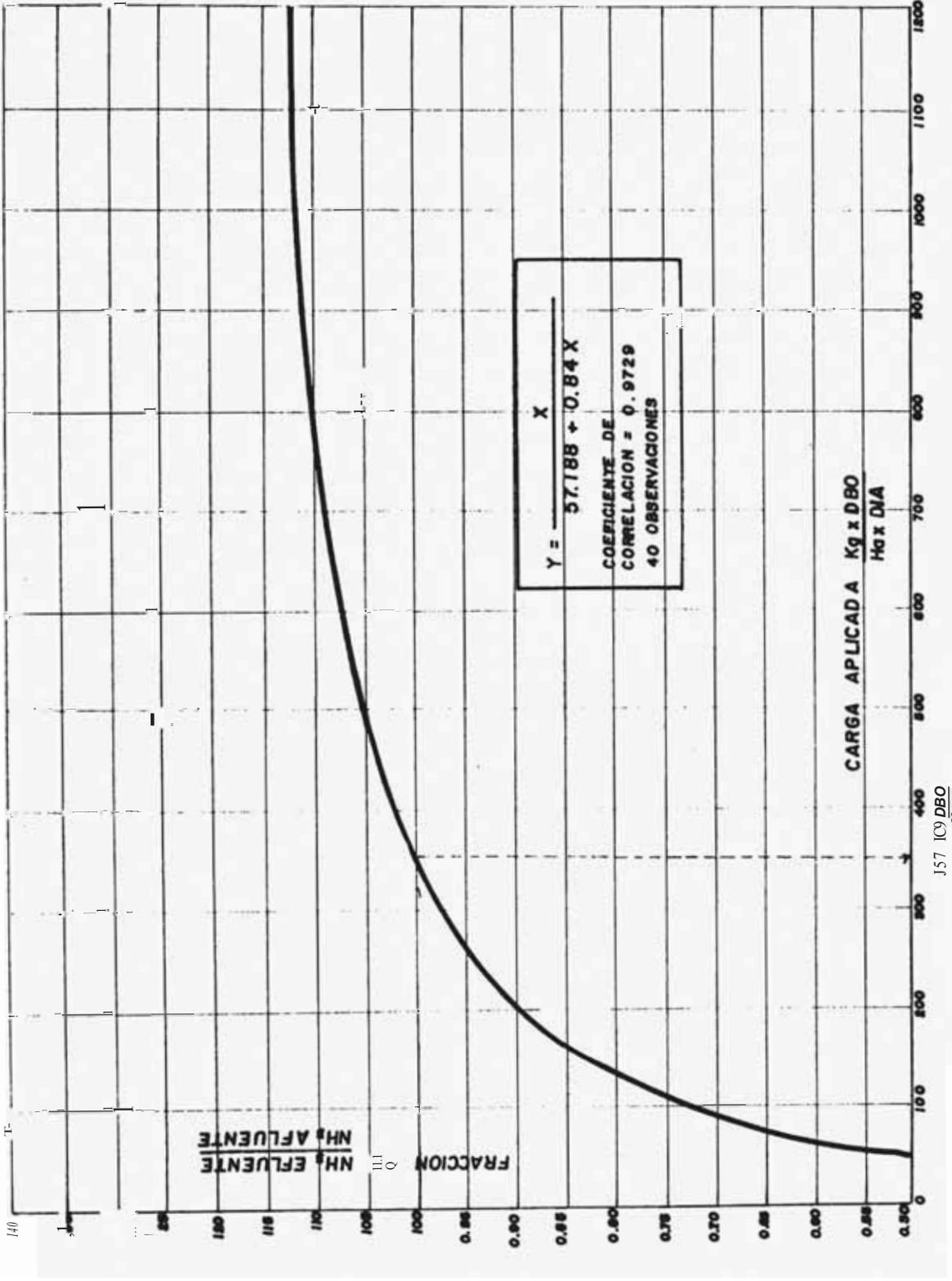
Cuando se sabe el caudal que va ir a cada laguna la distribución se puede hacer por vertederos.

6.17.4 Criterios de Diseño:

A fin de relacionar y optar criterios de Diseño, se hace una breve exposición de estudios realizados en las lagunas de San Juan por el CEPIS, estos estudios se relacionaran con las localidades de Piura y Castilla.

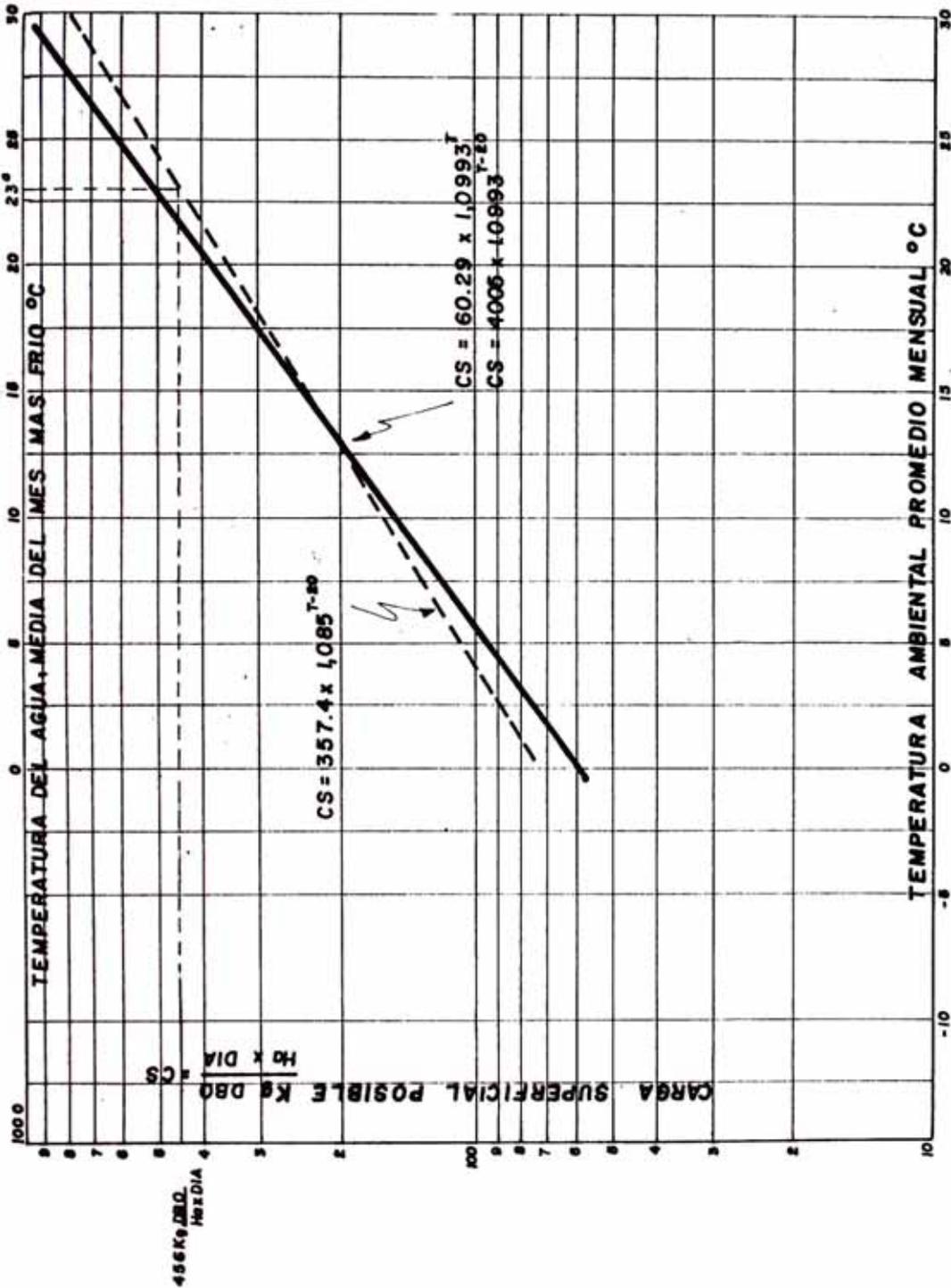
Carga Superficial Máxima Aplicable:

A fin de obtener un parámetro de carga máxima aplicable a una laguna de estabilización es importante tomar en cuenta la fracción amoniacal versus cargas. En el gráfico para el valor de 1 se obtiene una carga de 357 Kg DBO/IIa. DIA este valor ayuda a entender el límite de carga para el cual la laguna trabaja como facultativa o como anaeróbica, sin embargo se observó que lagunas con cargas encima de 357 Kg.DBO/II\$.DIA tubie--



157 IC9 DBO
Ha * DIA

FRACCION DE NITROGENO AMONIAICAL EH EL EFLUENTE vs. CARGA SUPERFICIAL



**MAXIMA CARGA SUPERFICIAL POSIBLE
 PARA CONDICIONES AMBIENTALES**

— (SEGUN M.C. GARRY Y PESCOD)

— (SEGUN CEPIS)

ron algas y oxígeno disuelto por períodos prolongados esto permite establecer una dependencia de temperatura de la carga superficial aplicable que se obtienen como se vio a partir de la relación de Arrhenius

$$\frac{C_{sa}}{C_{sa_0}} = Q^{t - T_0}$$

Donde:

$$C_{sa_0} = 357.4 \text{ KgDBO/Haxdía}$$

$$Q = 1.085 \text{ (Gloyna)}$$

$$T_0 = 20^\circ \text{ c.}$$

Csa = Carga superficial máxima aplicable

T = Temperatura del medio líquido

La ecuación anterior queda

$$C_{sa} = 357.4 \times 1.085^{T-20}$$

CEPIS analiza los estudios realizados por Me. Garry - Pescad, sobre lagunas de estabilización y cargas aplicables en el gráfico adjunto se observa la similitud de los gráficos de CEPIS PESCOD, la ventaja del primero es que trabaja con la temperatura del agua y con ello se obtiene cargas mas altas de trabajo, mientras que Garry Pescad trabajó con la temperatura del aire, la cual por lo general es menor que en el agua por los procesos que ocurren en el.

Carga Superficial Removida Correlaciones según CEPIS:

Basada en la DBO soluble del afluente en la laguna de San Juan, se encontraron correlaciones, tanto para lagunas primarias como secundarias.

La ecuación general es de la forma:

$$CsR = A + B CsA$$

CsR = Carga superficial Kg.DBO/HáxDía

Csa = Carga superficial aplicada a la laguna
Kg.DBO/HaxDía.

A y B coeficientes de los datos estadísticos de campo

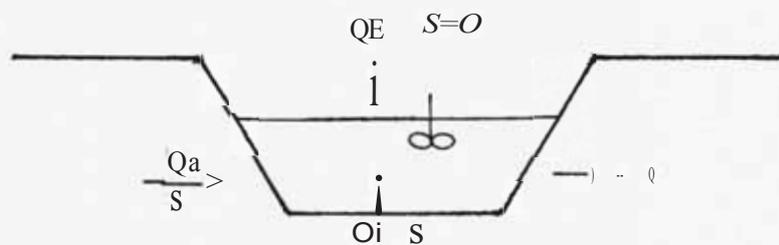
En el cuadro sgte. se presenta un resumen de los datos relativos a las correlaciones desarrolladas en base a la DBO, dada las características de los desagues domésticos y de la zona industrial, se asnnirá para las ciudades de Piura - Castilla una DBOpromedio de 300 Mg/L

CorrelaciOn de Carga de DBO

Descripción	Primaria	Tipo de Laguna S,ecundaria
Coeficiente A	7.67	- 0.2
Coeficiente B	0.8063	0.765
Desviación S,tandard	18.27	6.38
Coef. correlación	0.9962	0.9861
Nº de datos	71	63

Si se analiza las ecuaciones de correlación para lagunas primarias y secundarias, teóric&amente la ecuaciOn debe pasar por el origen, con este artificio se obtienen las eficiencias de remoción para lagunas primarias y secundarias 80.6% y 76.5% respectivamente.

- Desarrollo del Modelo de Equilibrio Contínuo para Lagunas de Estabilización



/ ...

Balance del sustrato alrededor de la laguna:

$$V \cdot \frac{ds}{dt} = Q_a \times S_a - Q_s \cdot S - K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot V$$

En equilibrio continuo:

$$\frac{d}{dt} = 0$$

$$0 = Q_a S_a - Q_i \cdot s - Q_s \cdot S - K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot V$$

$$K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot V = \frac{Q_a S_a - Q_i \cdot s - Q_s \cdot S}{S} = \frac{M_s}{S \cdot V}$$

Donde:

Q_a, Q_i, Q: Son respectivamente los caudales del afluente infiltración y el efluente en m³/día •

K₁ = Es la velocidad de reacción lineal unitaria = 1/(mgxbxdía)

X_b = Es la biomasa activa de las bacterias mg/L

K = Es la velocidad de reacción global L/ días

M_s = Es el resultado del balance de los vectores de masa alrededor de la laguna Kg. DBO/día

V = Volumen de la laguna en m³

Se tiene que $PR = \frac{V}{Q}$

PR = Período de retención

V = Volumen

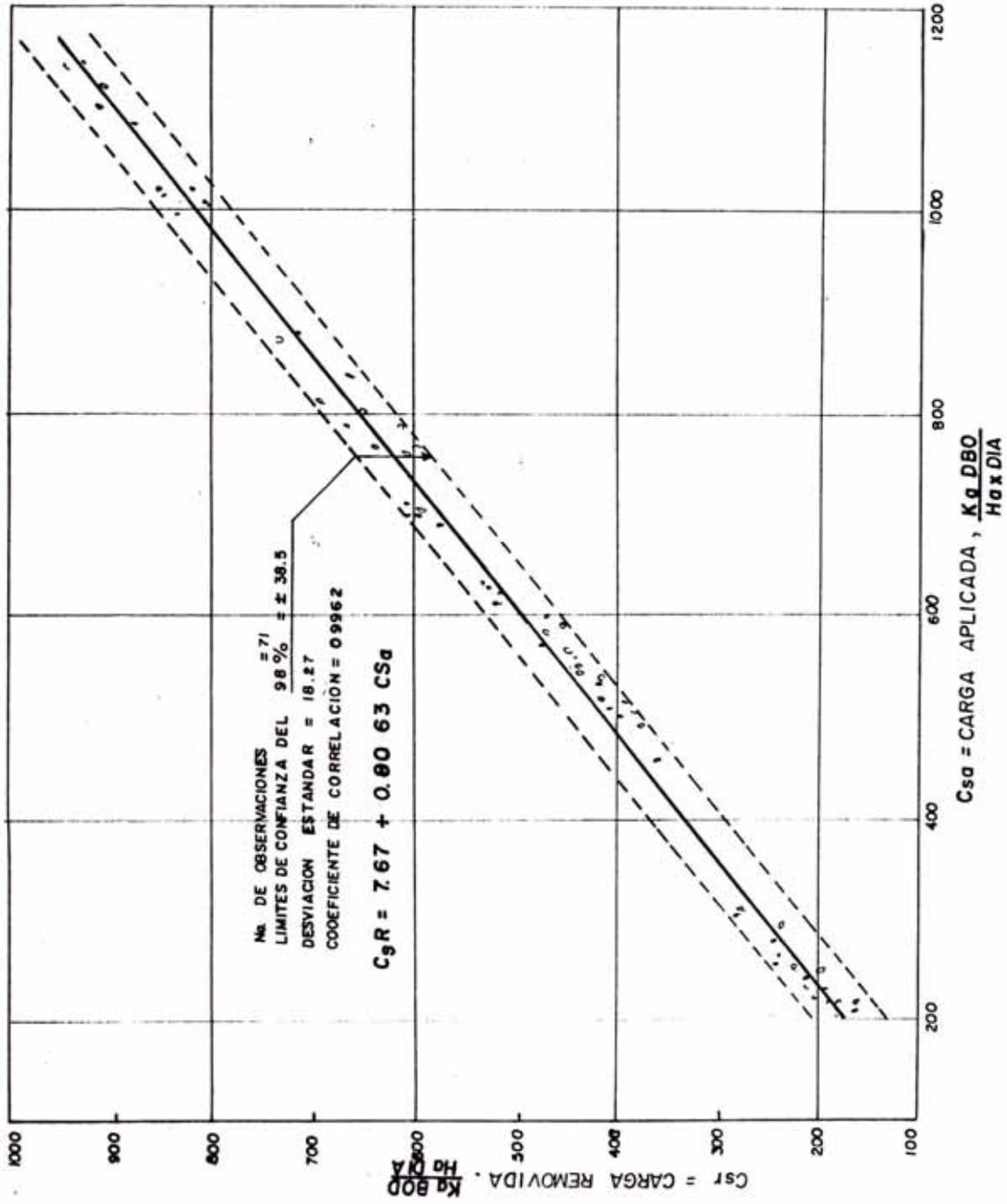
Q = Caudal

Multiplicando la ecuación anterior

$$K \cdot PR = \frac{Q_{ax} S_a - Q_1 \cdot S - Q_s}{Q \cdot S}$$

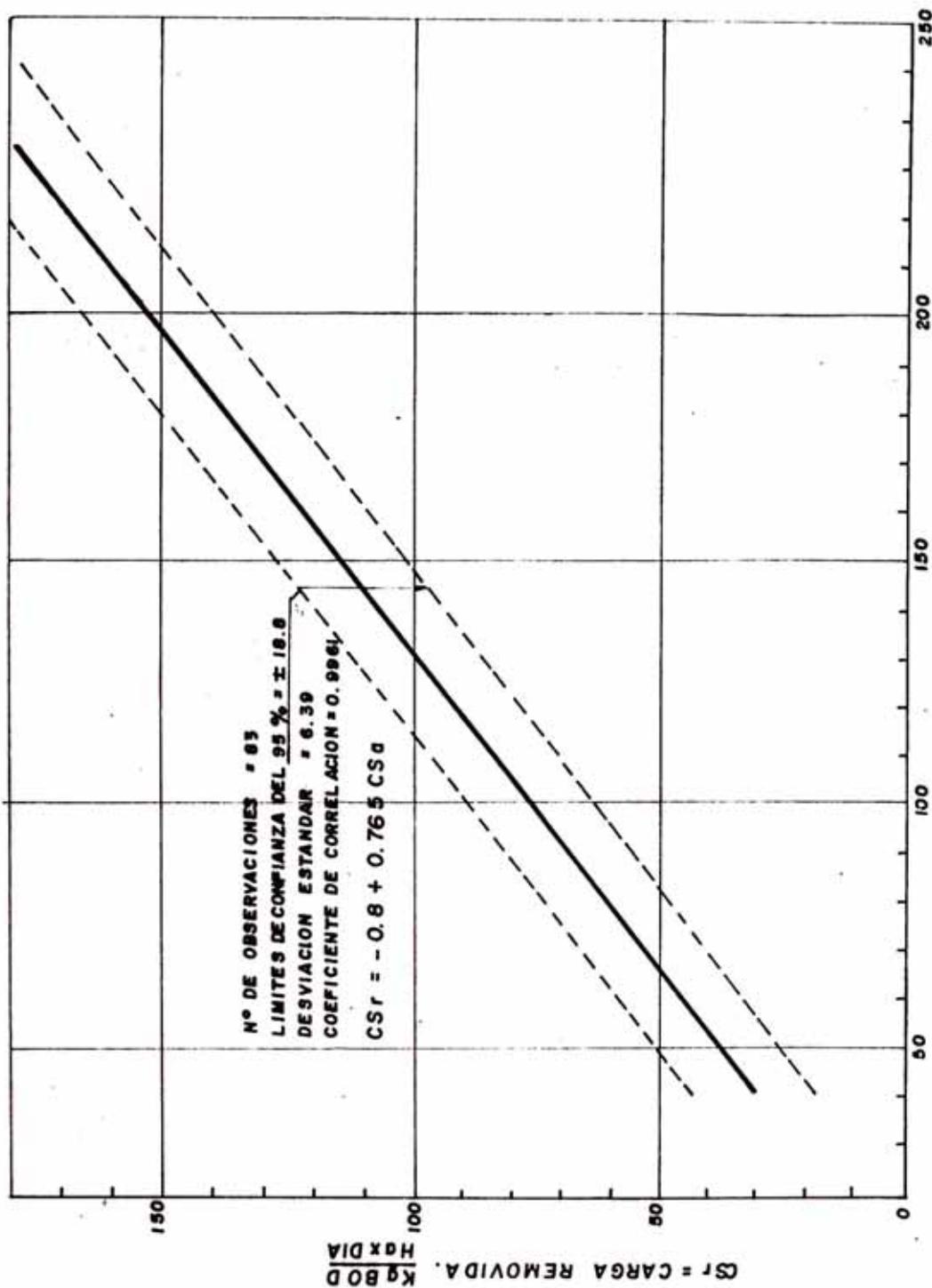
Asumiendo que la evaporación es despreciable se tiene:

/ ...



CORRELACION ENTRE CARGAS APLICADA Y REMOVIDA PARA LAGUNAS PRIMARIAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROYECTO DE TESIS DE GRADO
BACHILLERES : ALFREDO ACRUTA S.
ANDRES MERA B.



CORRELACION ENTRE CARGAS APLICADA Y REMOVIDA PARA LAGUNAS SECUNDARIAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROYECTO DE TESIS DE GRADO
BACHILLERES: ALFREDO ACRUTA S.
ANDRES MERA B.

$$C_a = Q + Q_i$$

$$K \cdot PR = \frac{Q_a \cdot S_a - Q_a \cdot S}{Q \cdot S}$$

Por definición se tiene que:

$$C_{sa} = \frac{Q_a \cdot S_a}{A}$$

$$C_{sr} = \frac{Q_a \cdot S_a}{A} - \frac{Q \cdot S}{A}$$

$$K \cdot PR = \frac{C_{sr}}{C_{sa} \cdot C_{sr}}$$

De Donde: $\frac{C_{sr}}{C_{sa}} = \frac{K \cdot PR}{1 + K \cdot PR}$

Los valores de K varían de 0.1 a 2 (tasa de reacción)
 Un valor confiable de K relacionado con la temperatura es el sgte.

$$K = 0.37 e^{T-20}$$

$\theta = 1.085$ (Gloyna)

T = temperatura °c.

Para el diseño de lagunas secundarias es necesario obtener la calidad del efluente de la primaria, a su vez es necesario obtener la calidad de efluente de la secundaria.

En cuanto a remoción de DBO para ello se usan relaciones de DBO total/DBO soluble en el cuadro se observa esta relación para varias cargas tanto para laguna primaria y secundaria.

RelaciOn DBO TOTAL/DBO Soluble para varias cargas

Tipo de Laguna	KgDBO HaDIA	DBO Total DBO Soluble	Observaciones
Primaria	450-100	1.7	Valor experimental confiable .
Secundaria	200	2.00	Interpolando datos
	.150	2.10	Interpolando datos
	100	2.30	Interpolando datos
	50	2.60	Interpolando datos

6.17.5 Parámetros de Diseño para Lagunas de EstabilizaciOn Ciu-
dales Piura Castilla, segUn Modelo CEPIS

Para carga superficial máxima aplicable a la laguna:

$$C_{sa} = 357.4 \times 1.085^{T - 20}$$

Según los datos obtenidos para la localidad de Pi.ura y Castilla se tiene para el mes mas frío una temperatura ;, mínima de 21°c, no conociéndose datos asumo temperatu-
ra mínima del líquido en 23°c para el mes más frío, en
tonces la carga queda: (En las lagunas de estabiliza--
ci5n de San Juan, la diferencia de temperatura entre -
el medio runbiente y el agua es 4°c).

$$C_{sa} = 357.4 \times 1.085^{23-20}$$

$$C_{sa} = 450 \text{ Kg.DBO/Haxdía}$$

En base a las correlaciones obtenidas para carga super-
ficial removida tendremos:

Laguna Primaria:

$$C_{sr} = 7.67 + 0.8063 C_{sa}$$

/ ...

Laguna Secundaria:

$$C_{sr} = -0.8 + 0.765 C_{sa}$$

Relación DBO Total a DBO soluble

$$\text{Laguna Prim.aria} = 1.7$$

$$\text{Laguna Secundaria} = 2.1$$

Para el dimensionamiento de lagunas de estabilización se han seguido 2 formas, la primera tomarlo como subsistema en función de ello se toma áreas de lagunas tanto para la primera como para la segunda etapa del proyecto.

Como algunos subsistemas van a áreas de tratamiento comunes se han considerado una segunda forma de diseño de lagunas por áreas de tratamiento; para Piura - Castilla se han considerado 5 áreas de tratamiento. Los cálculos se han llevado con el q promedio que es 0.252671 L/sg. /Há y una DBO promedio de 300 mg/L así por ejemplo para Castilla IV

Tenemos:

$$\begin{aligned} \text{AREA} &= 295 \text{ Ha} \\ \text{Q} &= 0.252671 \text{ LxsLHa} \\ \text{DBO} &= 300 \text{ mg/L} \\ \text{Csa} &= 450 \text{ Kg} \frac{\text{DBO}}{\text{DIA}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Orgánica} &= 295 \text{ Ha} \times 0.252671 \frac{\text{L}}{\text{sxHa}} \times \frac{86,400 \text{ sg}}{\text{DIA}} \times 300 \text{ mg} \\ &= \times \frac{10-6 \text{ Kg}}{\text{mg}} \end{aligned}$$

$$\text{Carga Organ,ica} = 1932 \text{ Kg} \frac{\text{DBO}}{\text{DIA}}$$

$$\text{AREA} = \frac{1932 \frac{\text{KgDBO}}{\text{DIA}}}{450 \frac{\text{KgDBO}}{\text{DIA}}} = 4.29 \text{ Ha.}$$

AREA DE TRATAMIENTO I

CASTILLA I	PRIMERA ETAPA	111 Ha
CASTILLA II	PRIMERA ETAPA	63 Ha
CASTILLA IV	PRIMERA ETAPA	295 Ha
CASTILLA V	SEGUNDA ETAPA	211 Ha
		<hr/>
		680 Ha

AREA DE TRATAMIENTO II

PIURA 111	PRIMERA ETAPA	309 Ha
PIURA III	SEGUNDA ETAPA	73 Ha
		<hr/>
		382 Ha

AREA DE TRATAMIENTO III

CASTILLA III	PRIMERA ETAPA	300 Ha
CASTILLA III	SEGUNDA ETAPA	225 Ha
		<hr/>
		525 Ha

AREA DE TRATAMIENTO IV

PIURA IV	PRIMERA ETAPA	997 Ha
PIURA IV	SEGUNDA ETAPA	195 Ha
		<hr/>
		1192 Ha

AREA DE TRATAMIENTO V

PIURA I	PRIMERA ETAPA	373 Ha
	SEGUNDA ETAPA	145 Ha
PIURA II	SEGUNDA ETAPA	541 Ha
		<hr/>
		1059 Ha

DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION PIURA CASTILLA
POR SUBSISTEMAS

SUBSISTEMA	LAGUNA PRIMARIA			LAGUNA SECUNDARIA		
	AREA HÁ	CARGA ORGANICA Kg/DBO DIA	AREA DE LAGUNA 450 Kg.DBO HÁ. DIA	AREA LAGUNA 150 Kg.DBO HÁ. DIA	DBO REMANENTE FACTOR= DBO TOTAL / DBO SOLUBLE = 2.1	# LAG. HÁ.
CASTILLA I 1E	111	727	1.61	1.51	54	1.51
CASTILLA II 1E	63	413	0.92	0.81	29	0.81
CASTILLA III 1E	300	1965	4.37	4.23	150	1.41
CASTILLA III 2E	225	1473	3.27	3.15	112	1.05
CASTILLA IV 1E	295	1932	4.29	4.15	147	1.38
CASTILLA V 2E	211	1382	3.07	2.95	105	1.48
PIURA I 1E	373	2443	5.43	5.28	187	1.76
PIURA I 2E	145	950	2.11	1.99	71	0.99
PIURA II 2E	541	3543	7.87	7.69	272	1.92
PIURA III 1E	309	2023	4.49	4.35	154	1.45
PIURA III 2E	73	478	1.06	0.97	35	0.97
PIURA IV 1E	997	6530	9.51	9.31	329	1.86
PIURA IV 2E	195	1277	2.84	2.72	97	1.36

DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION PIURA CASTILLA
POR AREAS DE TRATAMIENTO

AREA DE TRATAMIENTO	LAGUNA PRIMARIA					LAGUNA SECUNDARIA						
	AÑO	AREA HÉ	Kg DBO DIA	AREA 450 Kg DBO HÉ/DIA	DBO REMANENTE FACTOR DBO TOTAL DBO SOLUBLE = 1.7	# LAG.	HA	AREA 150 Kg DBO HÉ/DIA	DBO REMANENTE DBO TOTAL DBO SOLUBLE = 2.1	# LAG.	AREA	
A T. N° I CASTILLA I CASTILLA II CASTILLA IV CASTILLA V	1985	295	1931	4.29	367	3	1.43	4.16	147	310	3	1.38
	1990	393	2574	5.72	491	4	1.43	5.57	163	341	4	1.38
	1995	469	3071	6.82	587	5	1.43	6.65	235	494	5	1.38
	2000	589	3861	8.58	740	6	1.43	8.39	296	622	6	1.38
	2005	680	4453	9.89	855	7	1.43	9.68	342	719	7	1.38
A T. N° II PIURA III	1985	103	675	1.50	123	1	1.5	1.39	50	105	1	1.35
	1990	206	1350	3.00	254	2	1.5	2.88	102	215	2	1.35
	1995	309	2024	4.49	384	3	1.5	4.35	154	324	3	1.35
	2005	382	2502	5.56	477	4	1.5	5.41	191	402	4	1.35
A T. N° III CASTILLA III	1985	102	684	1.49	125	1	1.52	1.41	50	105	1	1.49
	1990	205	1368	2.98	257	2	1.52	2.91	103	217	2	1.49
	1995	300	1965	4.37	373	3	1.52	4.23	149	315	3	1.49
	2000	409	2736	5.96	592	4	1.52	5.92	205	431	4	1.49
	2005	525	3438	7.64	658	5	1.52	7.46	264	554	5	1.49

DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION PIURA CASTILLA

POR AREAS DE TRATAMIENTO

AREA DE TRATAMIENTO	AÑO	LAGUNA PRIMARIA					LAGUNA SECUNDARIA					
		AREA	Kg DBO DIA	AREA 450Kg DBO Hã DIA	DBO REMANENTE FACTOR DBO SOLUBLE = 1.7	# LAG.	Hã.	AREA 150 Kg.DBO Hã.DIA	DBO REMANENTE DBO TOTAL SOLUBLE	# LAG.	AREA	
A.T. V PIURA IV (Existen 2 Lagunas Primarias de 2.5 Hã c/u)	1985	343	2250	5.0	428	2	2.5	4.85	172	2	361	1.42
	1990	687	4500	10.0	864	4	2.5	9.79	346	4	727	2.42
	1995	997	6529	14.5	1257	6	2.5	14.25	503	6	1056	2.42
	2005	1192	7807	17.3	1505	7	2.5	17.0	602	7	1264	2.42
A.T. V PIURA I PIURA II	1985	118	774	1.72	142	1	1.72	1.60	58	1	121	1.68
	1990	236	1548	3.44	292	2	1.72	3.31	117	2	247	1.68
	1995	373	2443	5.43	465	3	1.72	5.27	187	3	392	1.68
	2000	709	4644	10.32	892	6	1.72	10.11	357	6	750	1.68
	2005	1059	6936	15.41	1336	9	1.72	15.14	534	9	1121	1.68

De esta manera se han elaborado los cuadros para el diseño de lagunas primarias como secundarias, un primer criterio ha sido diseñar lagunas por subsistemas, como los subsistemas van en algunos casos a áreas de tratamiento comunes un segundo criterio ha sido diseñar lagunas por áreas de tratamiento con el consiguiente incremento de lagunas por quinquenio.

Período de Retención:

Para el cálculo del período de retención se tiene los caudales promedio para cada subsistema, así tenemos para Castilla IV se tiene un caudal promedio de 74.5L/s. y un área de 8.44 Ha.

Según definición: $\text{Período de Retención} = \frac{V}{Q}$

$$P.R = \frac{8.44 \text{ Há} \times 1.5 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{Há}}{74.5 \text{ L/s} \times 86,400 \text{ s/día} \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{L}}$$

$$P.R = 20 \text{ días}$$

Si comparamos con los parámetros recomendados por el CEPIS de 24 días para tratamiento primario y secundario estamos con valores aceptables de trabajo, dada las condiciones climáticas de Piura que son mayores en temperatura con respecto a Lima.

6.17.6 Operación y Mantenimiento:

Las lagunas de estabilización necesitan para llevar a cabo su acción purificadora de:

- a) Se mantenga un nivel de operación adecuado, sin que exista una tendencia de la laguna a secarse o rebalsarse.
- b) Que la luz solar pueda actuar sobre la capa superior de la laguna, sin que existan en la superficie de esta elementos perturbadores que impidan su acción.
- e) Que la laguna este libre de la influencia de sustan-

cias que puedan afectar el normal desarrollo del proceso estabilizador.

- d) Que la carga orgánica aplicada, no exceda las tasas de trabajo recomendadas.

Operación de Lagunas sin Problemas Especiales:

La operación es simple, la operación de rutina puede hacerlo personal especializado esto hace que el costo de operación sea bajo.

Para una buena operación y mantenimiento de una laguna de estabilización se necesita:

- a) Conservar los diques libres de hierba y maleza que pueden estimular presencia de mosquitos u otra clase de insectos.
- b) Mantener los terrenos adyacentes bien deshierbados.
- c) Cuidar las cercas y señales que se pongan en los linderos del terreno de las lagunas, para evitar que por deterioro de estas haya acceso de personas y animales al sitio.
- d) Cuidar las estructuras de entrada y salida para evitar que haya obstrucciones.
- e) Mantener la superficie de la laguna libre de cuerpos flotantes que puedan estorbar la acción de la luz solar, si existen colonias de algas macroscópicas que impiden la penetración de la luz, es necesario que sean removidas con rastrillos periódicamente.
- f) Medir el caudal y calcular la carga orgánica aplicada lo mismo que la remoción lograda en la DBO y el N.M.P. de coliformes esto podría hacerse dos semanas al año por personal competente.

Operación de Lagunas con Problemas Especiales:

Tendencia de la laguna a secarse por infiltración excesiva.

Al secarse puede producir malos olores, con lo que se convertiría en un lecho de secado de lodos sin digerir.

También pueden nacer plantas en el fondo de la laguna, las cuales a veces es difícil eliminar, la solución es la colocación de una tela de material impermeable (vinilo similar) o en la sustitución de parte del material del fondo y los diques por arcilla.

Producción de Malos Olores:

Se pueden presentar malos olores por diversas circunstancias entre las cuales tenemos las sgtes.:

- a) Presencia de materiales flotantes que al impedir el paso de la luz solar elimina el proceso de fotosíntesis este problema se presenta cuando la operación de la laguna ha sido descuidada.
- b) Población de algas escasa debido a que el líquido cloacal sea de naturaleza muy ácido, muy alcalina o que no tenga los nutrientes necesarios para la procreación de algas este problema se presenta por lo general al tratar desagues de procesos industriales El problema se resuelve agregando nutrientes (nitratos y fosfatos), la acidez se controla agregando cal.

Problemas de Asentamiento de Diques o Tendencia de estos a fallar por Tubificación:

Este tipo de problema se presenta cuando la construcción ha sido defectuosa, o el diseño inadecuado, el problema de asentamientos en los diques se resuelve agregando el material requerido y darle la forma origi-

nal. El problema de tubificación se presenta cuando las dimensiones de los diques no son las correctas, la solución es la construcción de una pared impermeabilizante en el centro de los diques.

6.18 Diseño de Estructuras de Entrada, Interconexión y Salidas de Lagunas de Estabilización

6.18.1 Estructura de Entrada

El caudal proveniente de la cámara de carga ingresará a las lagunas mediante una caja pentagonal para repartirlo a las 2 lagunas primarias mediante dos tubos de salida provistos de sus respectivas compuertas para los casos eventuales de poner fuera de servicio una batería de lagunas.

El vertedero de medición será metálico y removible, adoptándose un vertedero triangular.

Si tomamos como cota de referencia el pelo de agua de la laguna primaria (24.40) y conociendo el caudal a conducir (62 lt/seg) a tubo lleno, de la fórmula de Manning para tubería de asbesto-cemento ($n=0.010$), para una pendiente de $s=2.3 \text{ ‰}$, obtenemos un diámetro comercial de 12"

De esta forma podemos determinar la cota de fondo de la tubería que sale de la caja, sirviendo de referencia para calcular la cota de agua en el vertedero que correspondería al tirante máximo para el caudal de bombeo.

Para el diseño del vertedero se aplicará la fórmula de THOMSON que tiene la siguiente expresión:

$$\begin{array}{l} \text{Donde } Q - 1.4 H^{5/2} \quad (\text{para vertederos-} \\ Q - M^3/\text{seg} \quad \text{isosceles con ángulo recto.)} \\ H : \text{ mt.} \end{array}$$

Para el $Q_{mh} = 123.5 \text{ lt/seg}$ 124 lt/seg , obtenemos un tirante de $H = 39 \text{ cm}$.

Debe tenerse en cuenta un borde libre de 10 cm . para cualquier contingencia, y el vértice inferior del vertedero debe ubicarse a 10 cm por encima de la clase de los tubos que vart hacia la laguna, para evitar que dicha estructura de medición trabaje deprimido o ahogado, lo cual conduciría a valores inciertos de mediciones de flujo.

6.18.2 Estructuras de Interconexión

La estructura se colocara para interconectar la laguna primaria y secundaria, para ello se utilizaran 3 verterleros, colocados simétricamente, lo que llevaría a considerar para su diseño un caudal de 21 lt/seg , de esta forma obtendremos un tirante de agua de 19 u11 .

Las tuberías de interconexión pueden calcularse considerando un pequeño desnivel entre el pelo de agua del vertedero y el espejo de agua de la laguna, aplicando la fórmula de Hazen, se tendr8 un di8metro de $(\text{J } 12''$.

6.18.3 Estructura de Salida

Para la estructura de salida, se tomara en cuenta el empleo de un vertedero rectangular, que viene expresado por la fórmula de FRANCIS, para su calculo:

$$Q = 1.838 \times L \times H^{3/2}$$

Q : m^3 / seg .
 L : ancho del vertedero en mt .
 H : tirante en mt •

Para el caudal de 62 lt/seg y un ancho $L=1.50 \text{ mt}$, halla-

/ ...

remos un tirante de agua de $H = 8$ cm

El efluente tratado sera conducido por una tubería de $\phi 12"$ de C.S.N. que ira a descargar hacia un canal rectangular .

El canal será de concreto ($n = 0.013$) y escurrirá con una pendiente de 4 ‰ , con estas condiciones , procedemos a calcular los tirantes de agua a producirse.

En un primer tramo el caudal evacuado sería de 62 lt/seg por Manning y con un ancho de $b = 0.20$ mt.:

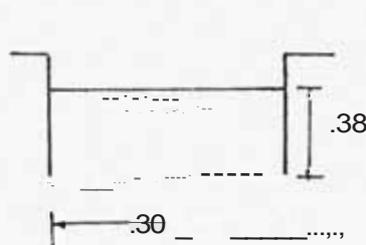
$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n} S^{1/2}, AR^{2/3} = 0.02549$$

Sabiendo: $A = by$

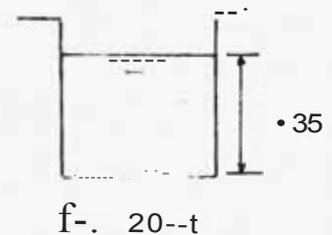
$$R = \frac{by}{b+2y}$$

Para $b = 0.20$, por tanteos, hallaremos $y = 0.35$

El segundo tramo se calculara para un caudal de 124 lt/seg. y $b = 0.30$, obteniéndose por aproximaciones sucesivas un tirante de $y = 38$ cm.



$$Q = 124 \text{ lt/seg}$$



$$Q = 62 \text{ Lt/seg.}$$

Los detalles de diseño de las diferentes estructuras aparecen a continuación, apreciándose las consideraciones técnicas referidas para su dimensionamiento.

Los taludes interiores de las lagunas serán revestidos con arcilla en un espesor de 10 cm.

CAPITULO VII

EXPEDIENTE TECNICO

7.1 GENERALIDADES:

Este Capitulo se relaciona directamente con la ejecución de la obra, por lo que el encargado de valar la buena construcción, ésta, debe conocer el concepto y aplicación de las normas o especificaciones técnicas del proyecto.

Con el presente Capitulo se ha tratado de ser lo más explícito posible por su fácil comprensión, definiendo términos, desarrollando ejemplos, dibujos e ilustraciones; creemos necesario mencionar todos estos aspectos porque constituyen parte de la buena ejecución de la obra, el éxito de la ejecución del proyecto de alcantarillado de Piura y Castilla⁹

Para ver la importancia de estas normas, recordemos que uno de los problemas por el cual colapsaron las tuberías de alcantarillado de Piura y Castilla fue por la deficiencia en su construcción, tanto en su instalación como la calidad de fabricación en lo que a colectores o tuberías se refiere.

Conociendo las especificaciones técnicas y sus aplicaciones para el desarrollo de la obra, ésta una vez terminada garantiza un buen funcionamiento del sistema para su periodo de diseño, como su futuro mantenimiento por la Entidad Rectora de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la Región, caso contrario ocurriría que el sistema produzca problemas, como pérdidas de dinero por trabajos mal efectuados, hundimientos del terreno por rotura de los colectores, buzones destruidos por el paso de vehículos, etc., produciendo como consecuencia mal estar en la población y con el peligro de producirse enfermedades transmisibles al interrumpirse el normal escurrimiento de las aguas servidas⁹

En el transcurso de la ejecución de la obra, debe mantenerse un control de avance de los trabajos de acuerdo a una programación de obra, mediante la aplicación de la Ruta Crítica, como veremos más adelante.

También se mencionan en el Expediente Técnico la aplicación de los Análisis de Costos Unitarios, Fórmulas Polinómicas y otras definiciones que se aplican en las obras sanitarias.

7.2 ESPECIFICACIONES:

Las presentes especificaciones técnicas especiales para la ejecución de las obras de alcantarillado, plantas de bombeo y lagunas de estabilización, son ampliatorias y complementarias de las normas para la elaboración del Proyecto y Ejecución de Obras de Agua Potable y Desagüe del Ministerio de Vivienda.

7.2.1 INSTALACION DE TUBERIAS DE CONCRETO PARA ALCANTARILLADO:

A. - MOVIMIENTO DE TIERRAS

1. - Excavación de zanjas:

- a) La profundidad mínima de excavación para la colocación de tuberías será tal que tenga un enterramiento mínimo de 1.00 mt. sobre las campanas de las uniones.
- b) El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que exista un juego de 0.15 m. como mínimo y 0°30 como máximo entre la cara exterior de la campana y la pared de la zanja.

Las dimensiones standard son las siguientes:

Díámetros	mt.	.15	.20	.25	.30	.35	.45	.80
	pulg.	6 1/8"	8"	10"	12"	14"	18"	20"
Con entibado		.60	1.00	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
Sin entibado		.60	.70	.70	.80	.90	1.00	1.10

- c) Las zanias podrán hacerse con las paredes verticales en
 tibándolas convenientemente siempre que sea necesario
 si la calidad del terreno no lo permitiera se les dar6 -
 taludes adecuados según la naturaleza del mismo9
- d) El material proveniente de las excavaciones deberá ser
 retirado a una distancia no menor de 1950 mo de los -
 bordes de la zanja, para seguridad de la misma, facili-
 dad y limpieza del trabajo.
- e) El último material que se va a excavar será removido -
 con pico y pala y se le dar6 al fondo de la zanja, la -
 fonna definitiva como se muestran en los dibujos9

11. - Nivelación de fondos:

- a) Para profundidades hasta de 2050 mo

El fondo de las zanjas será cuidadosamente nivelado -
 compactado y fonnado de modo que encaie el cuadran-
 te inferior del cuorpo de la tubería.

- b) En caso de suelos inestables estos serán removidos has-
 ta la profundidad requerida y el material removido se
 rá reemplazado con piedra bruta y sobre ella se ejecu-
 tar6 una base de honn ig6n arenoso de O9 30 m9 de espe-
 sor luego puede vaciarse una capa de concreto de -
 O. 15 m. de espesor f'c = 0.80 Kg/cm 2 para tuberías -

menores de $\diamond 22''$ y $0\text{a}20\text{ m}^2$ para diámetros mayores.

111. - Drenaje y Entibado:

- a) El drenaje de las zanjas de los colectores que estén situados debajo de la napa de agua se efectuará por métodos que garanticen la estabilidad de la tubería que se instala.
- b) Se tendrá especial cuidado de contar con el número y capacidad suficiente de unidades del bombeo para que en el momento de la instalación y prueba de los tubos se encuentren completamente libres respecto a la napa deprimida.
- c) Igualmente se cuidará de efectuar bombeos sucesivos - diurnos y nocturnos para evitar la inundación continua de la zanja que lavaría el solado y destruiría la consistencia del terreno del fondo y paredes de la zanja.
- d) El contratista tomará las medidas necesarias para asegurar que el agua proveniente del bombeo no produzca anegamientos ni inundaciones en la vía pública y propiedades privadas.
- e) Para la protección contra deslizamientos de tierras, se ejecutarán los entibamientos correspondientes para profundidades mayores de $2\text{a}50\text{ m}$. debiéndose utilizar tablaestacas metálicas o de madera, por las ventajas que ofrece, por el número de usos y facilidad de manipulación.

IV. - Relleno y Pisoneo de Zanjas:

- a) El relleno de zanjas se efectuara' después de las pruebas hidráulicas de la tubería instalado y mantenido el drenaje, si lo hubiera, hasta terminar la operación.
- b) Se le colocará en la zanja, primeramente material seleccionado libre de piedras, raíces, maleza, etc., en capas no mayores de 15 cms.
- c) Se apisonará uniformemente los costados de la zanja con el material indicado anteriormente. El material deberá ser humedecido al óptimo contenido de humedad y compactado a por lo menos 95% de la máxima densidad seca Proctor Standard, hasta alcanzar el diámetro horizontal.
- d) El relleno se seguirá apisonando con el mismo tipo de material, en forma tal que no levante o mueva el tubo de su alineamiento horizontal o vertical en capas sucesivas de 10 cms. de espesor hasta obtener una altura mínima de 30 cms. sobre la clave del tubo.
- e) Se completará el relleno de la zanja con el material extraído por capas de 0.15 mt. de espesor máximo, regados y bien compactados mecánicamente.
- f) Se emplearán rodillos, aplanadores, apisonadoras tipo rana, u otras máquinas apropiadas de acuerdo con el material y condiciones que se disponga, hasta obtener una densidad de relleno no menor del 95% de la máxima obtenida mediante el Ensayo del Proctor modificado.

- g) No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1.00 mt. sobre el lomo del tubo^o
- h) 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 un metro, deberá ser protegido mediante un terraplén de material selecto y adecuado, apisonado, de sección trapezoidal, con la base en la superficie y de acuerdo al diámetro del tubo, su altura será de 0.60 m^o sobre la clave y el ancho de la corona será igual al diámetro del tubo más 0.60 m.

B. - TUBERIAS

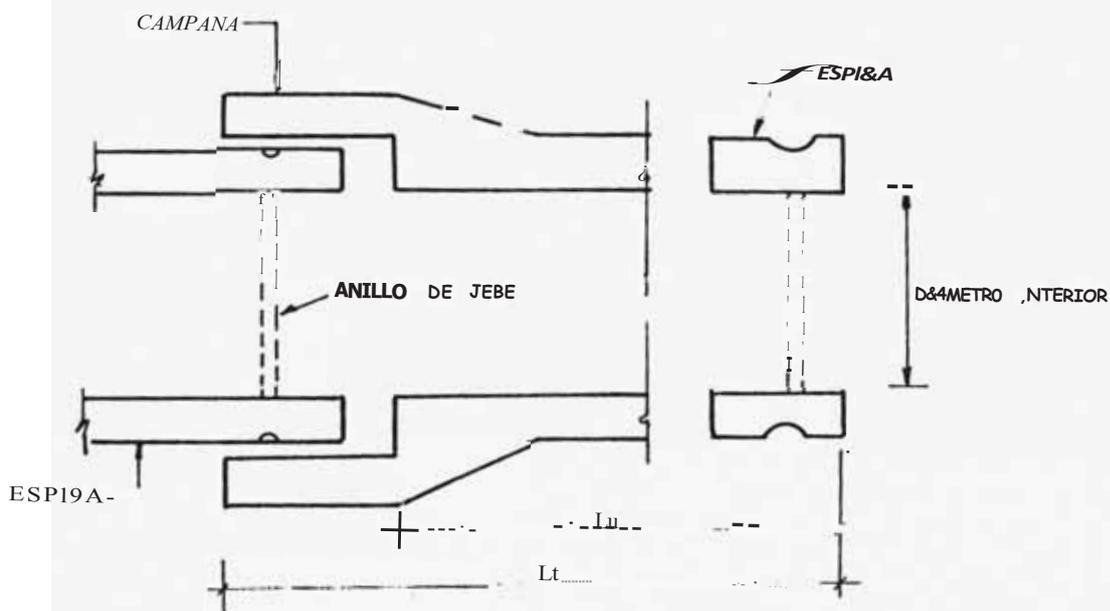
1º - Generalidades:

Las presentes especificaciones se refieren a la fabricación de tuberías de concreto simple o armado de sección circular por centrifugación de acuerdo a las Normas Peruanas de fabricación de tubería de concreto y del Instituto de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas OTINTEC)

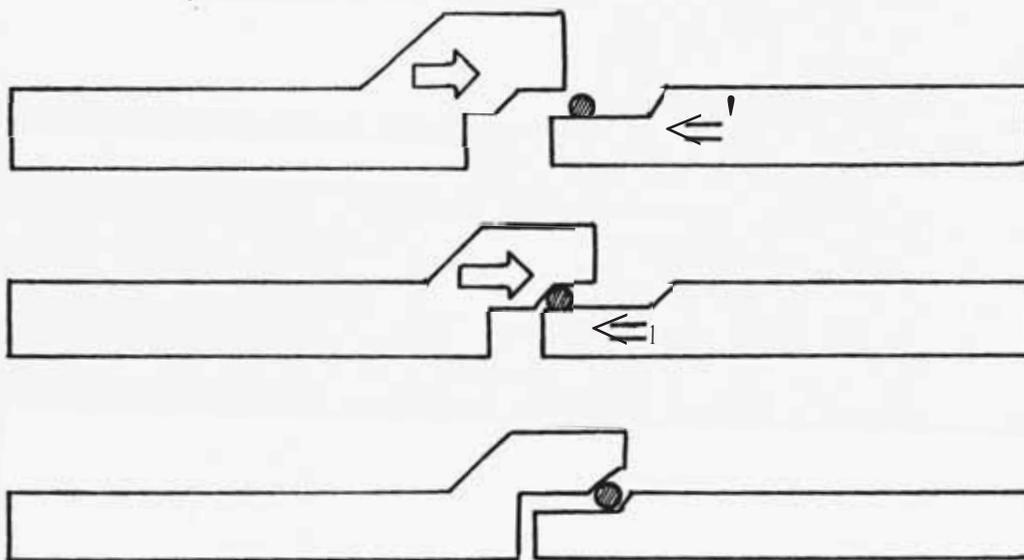
11. - Tipo de Unión:

Los terminales de las tuberías a usarse en la obra serán del tipo de espiga y campana de junta flexible como se aprecia en el dibujo^o

UNION FLEXIBLE (ANILLO DE JEBE)



PARTES DE LA TUBERIA



UNION POR ANILLO DE JEBE

111. - Mezcla y materiales para las tuberías:

- a) Concreto.- El concreto a usarse, no podrá tener una resistencia a la rotura inferior a 20 Kg/cm^2 a los 28 días.
- b) Fierro. - La armadura formada por espiras continuas y -
amarradas convenientemente a la armadura longitudi-
nal, deberán tener resistencia mínima de trabajo de -
 $1,400 \text{ Kg/cm}^2$.
- c) Aditivos Especiales. - El fabricante podrá emplear -
dentro de la mezcla sustancias especiales como dis-
persantes, acelerantes, plastificantes, etc.
- d) Material para las juntas. - Para terminales de espiga
campana, junta flexible debe usarse anillos de hierro.
- e) Protección contra la corrosión. - Con el fin de evitar
la corrosión del concreto, producida por la acción de
los gases desprendidos de los desagües, pueda afectar
la seguridad estructural de las tuberías, se considera
que estas deben ir protegidas mediante cualquiera de
los sistemas siguientes, de preferencia la utilización
de cemento puzolánico tipo V.
 - 1. - Empleo de cementos especiales, resistentes a los
sulfatos, como es el Cemento Portland tipo V, de
manera que garantice fehacientemente la forma-
ción de una película muy rica de cemento en la
superficie interior de la tubería.
 - 2. - Recubrimiento interior de la tubería con un ma-
terial especialmente fabricado que puede ser Vi

turnen de Asfalto emulsionado, que actúa como impermeabilizante y protege el interior de la tubería contra la acción de aguas negras, ácidos, álcalis, su aplicación se hará en frío, con brocha o pulverizado.

IV. -inspección de Fábrica:

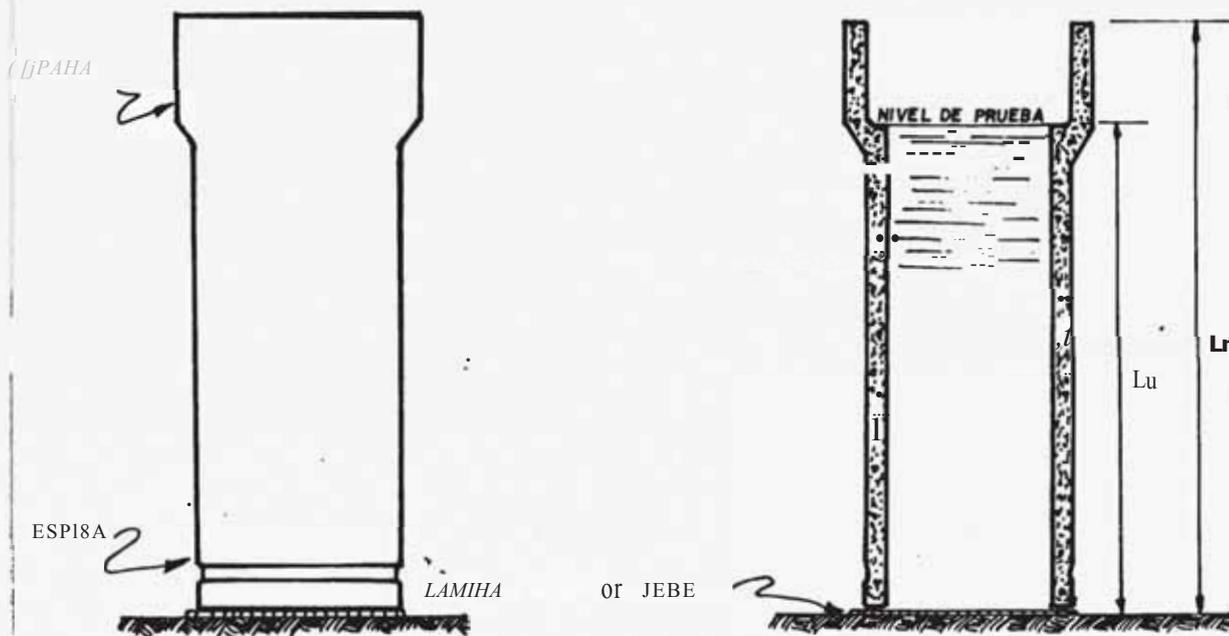
El fabricante de las tuberías, deberá poner a disposición del organismo controlador de la obra, un mínimo de muestras o tubos equivalente al 5% del "lote de tubos" llámese "lote de tubos" a la producción dispuesto para ser llevada a la obra.

El lote será rechazado:

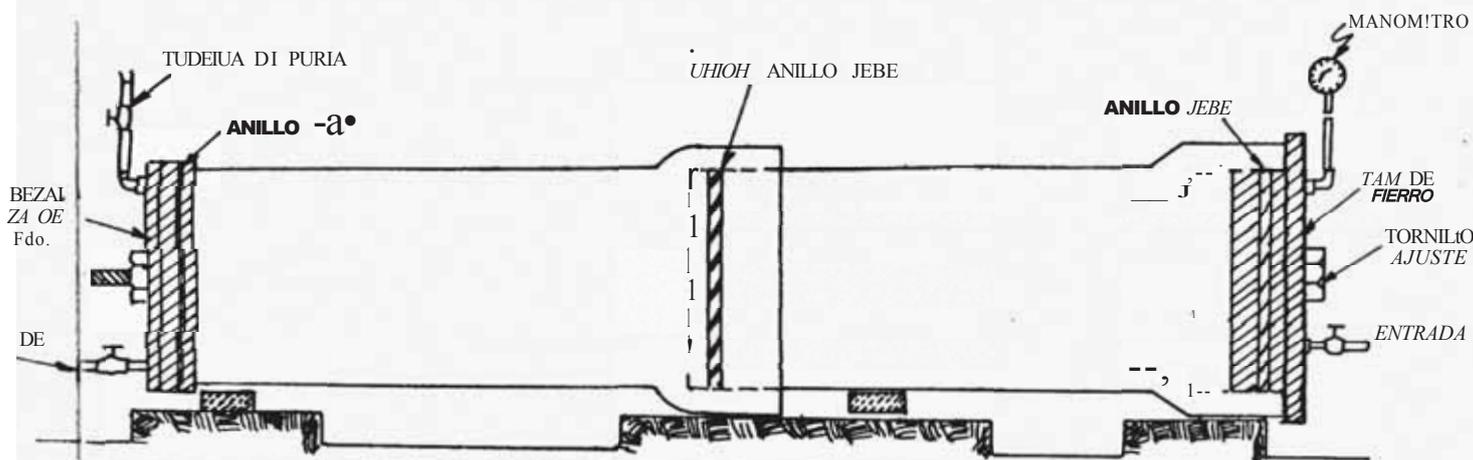
- a) Cuando al golpear suavemente la tubería con un martillo, no se produzca un sonido metálico característico.
- b) Cuando presenten rajaduras, sopladuras, cangreieras y en general cualquier defecto de fabricación visible a simple vista.
- c) Cuando presenten grietas de más de 5 cms. por metro de longitud.
- d) Cuando la anudadura está mal colocada y se proyecta sobre la superficie exterior o interior del tubo.

V. - Curado de los tubos:

El curado de los tubos será obligatorio y se realizará en forma de mantener a cada unidad en una humedad cons



PRUEBA DE IMPERMEABILIDAD



PRUEBA HIDROSTATICA

tante, el tiempo de curado no podrá ser inferior a 7 días, salvo métodos acelerados en este proceso •

El método más usado para el curado es el de "Aspersión", que consiste en regar uniformemente e ininterrumpidamente la tubería por espacio de 7 días bajo cubierta (sombra) •

VI. - Prueba de Impermeabilidad en Fibra:

Se realiza sobre el 1% del lote y con tres tubos como mínimo. Los tubos colocados verticalmente, con la base tapada herméticamente deberán llenarse de agua y mantenerse en un ambiente de sombra y sin corriente de aire.

Después de 15 minutos de empezado el ensayo se realizará una primera inspección y si los tubos presentan solamente humedad, el ensayo se continuará por un tiempo no mayor de 24 horas •

El ensayo se considerará conforme si durante este periodo, el tubo no muestra humedad o manchas en más del 20% de su superficie •

VII. - Prueba de Rotura:

La prueba de rotura para las tuberías, se hará por el método de apoyo en tres filos, el principio del método consiste en aumentar en forma gradual una carga uniforme repartida sobre una generatriz del tubo, hasta alcanzar la carga de fisuración o rotura, según se tra-

te de tuberías de concreto simple nonnalizado (T.C.S.N.) y tuberías de concreto annado para al cantarillado (T.C.A.A.).

La carga de fisuración se expresa en Kg/m² y se obtiene dividiendo la carga máxima observada durante el ensayo por la longitud útil expresada en metros, dicho valor no será menor que las indicadas en los Cuadros VII-1 y VII - 2.

CUADRO VII-1.

Resistencia a la rotura tuberías de concreto simple nonnalizado

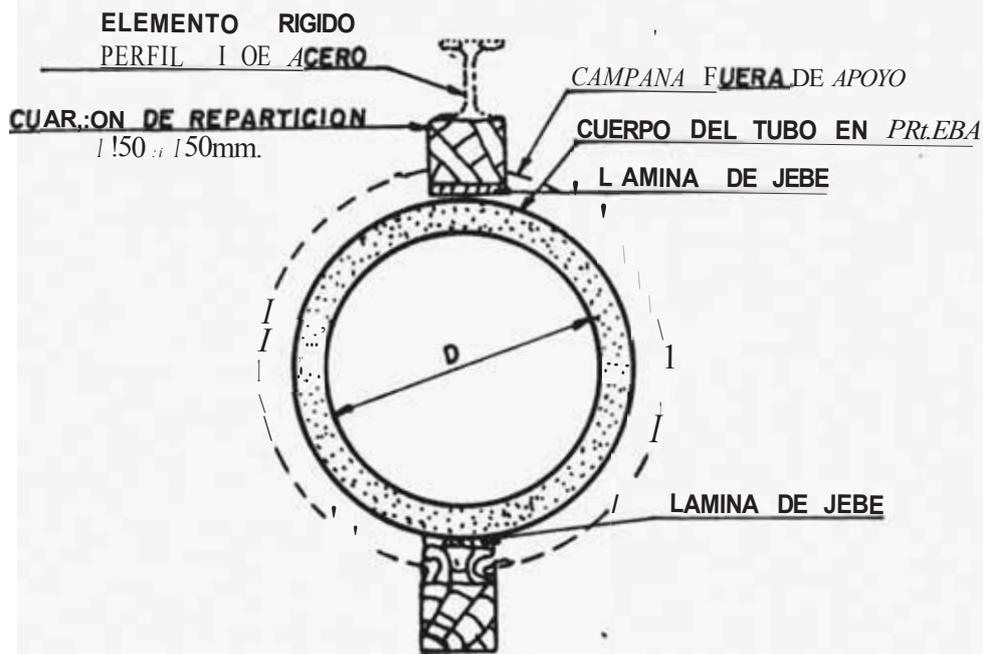
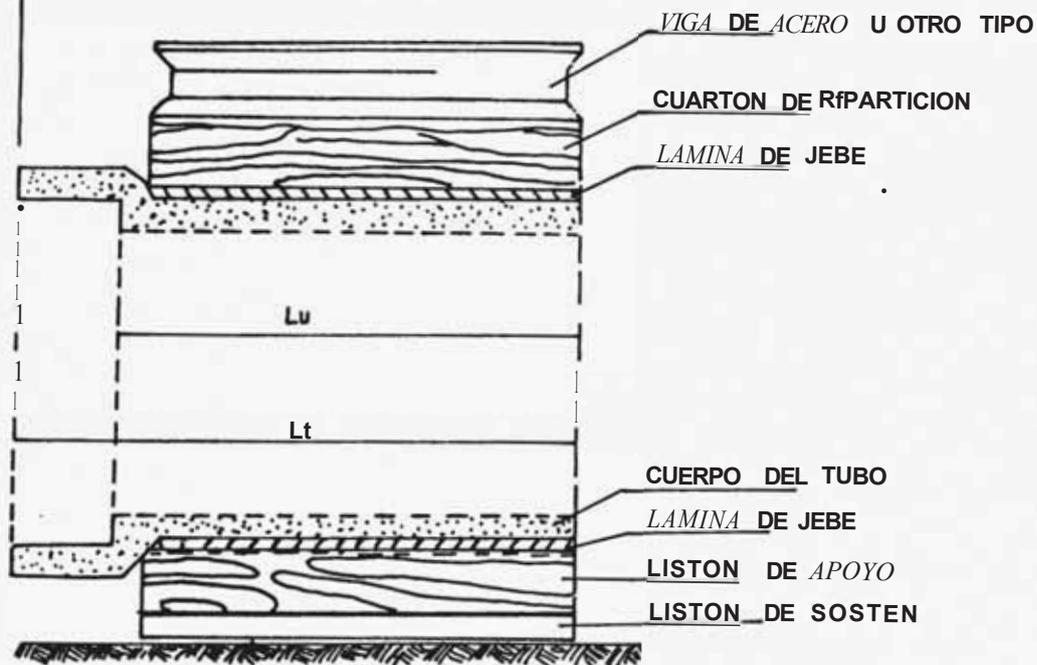
Didmetro Nominal (m.m)	Carga Unitario Kg/ml.
200	2980
250	2980
300	3350
400	4100
500	5750
600	5960

CUADRO VII-2

Resistencia a la Rotura Tuberías de Concreto annado para alcantarillado

Clases	Carga de Ensayo Kg/ml	Carga de Rotura Kg/ml
I	Sd	7.5 d
II	7d	10 d
III	10 d	15 d
IV	15 d	20 d

d, didmetro nominal del tubo en milímetros.



PRUEBA DE ROTURA

VIII. -Ensayo de Presión Hidrostática:

La prueba se efectuará en tubos antes de cualquier protección adicional que se puede aplicar, no deben presentar fugas y la humedad que aparezca como manchas no deben ser consideradas como tal. La presión de prueba será de 0.7 Kg/cm² (101b/pulg²) durante 10 minutos

IX. - Colocación de Tuberías:

- a) 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 presentan rayaduras. Durante la colocación dentro de la zanja, los tubos no deberán dejarse caer, debiéndose usar un procedimiento adecuado para tal operación (sogas, tecles, etc)
- b) El tendido de la tubería se encargará por el punto más bajo del tramo y se prosigue pendiente arriba y toda la tubería se tenderá con la campana hacia arriba. El alineamiento de las tuberías se hará utilizando cordel en la parte superior y el costado de la tubería. Los puntos de nivel deben ser colocados por instrumentos topográficos (nivel), los ajustes para colocar la tubería según el eje o pendiente apropiado se harán raspando, sacando o rellenando con material apropiado bajo el cuerpo de la tubería y en ningún caso poniendo cuñas o tarugos sobre el cuerpo de la tubería.

- e) A medida que se avanza el trabajo el interior de la tuberra se ir limpiando y sacando todo el polvo o suciedad, si el trabajo se paraliza, el extremo de la tuberra se cerrar herm ticamente con un tap6n o se pondr una cubierta.
- d) Los anillos de iebe ser6n fabricados con tal exactitud y regularidad que cuando la tuberra sea embonada, la empaquetadura de iebe usada para sellar la junta, est comprimida uniformemente aire dedor de la periferra de la junta y produzca un sello impenneable.

X. - Construcci6n de Buzones:

La construcci6n de los buzones se harli de acuerdo a la especificaci6n correspondiente al tipo standard.

- a) Las caracteristicas de los buzones ser6n: (Ver la mina)

- Di6metro interno 1.20 m.
- Fondo: **0.15** de espesor, concreto simple $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$; para terrenos saturados: 0.30 m de espesor, concreto annodo $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
- Paredes : **0.15** m. de espesor, concreto simple $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$.
- Techo : **0.15** m. Concreto annado $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, annadura de acuerdo a planos •

Benna para fonnar canaleta hecha con mezcla de concreto simple, de igual di6metro que la tuberra

de los colectores que convergen al buzón.

Tendrá una pendiente de 120‰

- Todo el interior del buzón será enlucido con mezcla de mortero, tarrajeado con aristas y esquinas redondeadas.
 - La tapa y marco serán de hierro fundido de primera calidad de 125 Kgr. de peso total prevista de chamela y con abertura de 0.60 mts. de diámetro; el peso de la tapa será 70 Kgr. como mínimo y el marco de 55 Kgs.
 - Los buzones de más de 3.00 mts de profundidad llevarán escofines de aluminio.
- b) La primera etapa de la construcción de buzones será el fondo, el cual será vaciado sobre el terreno perfectamente compactado, o sobre un falso fondo de concreto pobre.
- c) Los muros serán vaciados sobre el fondo.
- d) Será obligatorio el encofrado interior y exterior de los buzones por la inestabilidad del terreno.
- e) En los buzones en que las tuberías no llegan a un mismo nivel se podrán colocar caídas especiales, cuando esta diferencia sea mayor del 1.20 m.

XI. - Comprobación en Obra:

- a) Una vez terminado un tramo y antes de efectuar-

se el relleno de la zanja, se realizardn las prue-
bas hidráulicas de las tuberfas y sus uniones.

b) La prueba hidrdulica se har por tramos com--
prendidos entre 2 buzones consecutivos. La prue-
ba se hard despues de haber llenado el tramo con
agua ocho horas antes, como mfnimo, siendo la
carga de agua para la prueba la producida por el
buz6n de aguas arriba completamente lleno, has-
ta el nivel de techo del mismo.

e) Se recorrerc5 integralmente el tramo en prueba -
constatc.1ndose las fallas, fugas y exudaciones que
puedan presentarse en las tuberías y sus uniones,
el humedecimiento sin pérdida de agua, no se con-
sidera como falla°

d) Durante la prueba la tuberra no deber perd r -
por filtraci n más de la cantidad pennitida expre-
sada en cm³/min/metro, según los valores que a
continuaci6n se indican:

Filtraci6n tolerada cm³/min/mt.

Diámetro	Pulg	8"	10"	12"	14"	16"	18"	24"	26"
	mt	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.60	0.65
F:(cm ³ / min/ mt)		25	32	38	44	50	57	76	85

A partir de estos valores de filtraci6n podemos cal-
cular la expresicSn:

$$K = \frac{F \cdot L}{p} \cdot \frac{V}{t}$$

V = Volumen perdido en la prueba (cm³)

L = Longitud probada en mt²

t = Tiempo de duración de la prueba

P = Pérdida en el tramo cm³/min

K = Coeficiente de prueba

El valor de K puede interpretarse de la siguiente manera:

K ≥ 1 Prueba buena

K = 1 Prueba tolerable

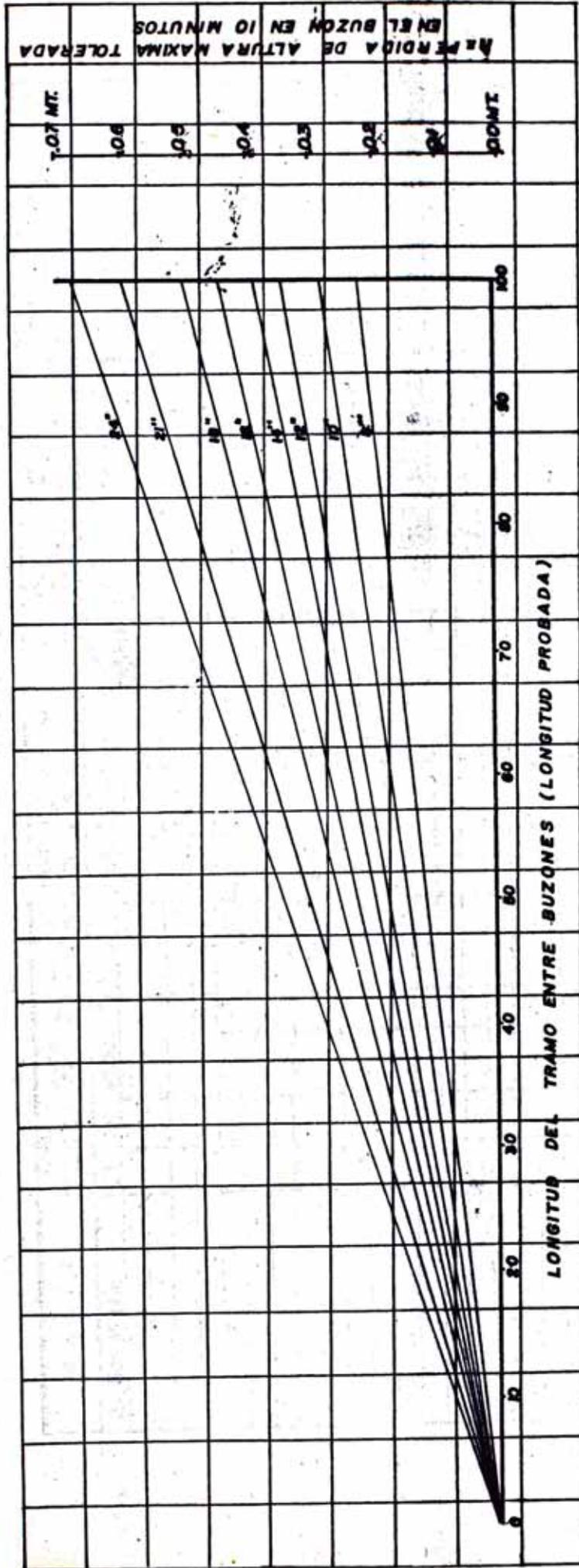
K < 1 Prueba mala

Ejemplo: Para un tramo de 8^{ll} de y 80 mts. de longitud, en un tiempo de prueba de 15 minutos se obtuvo un descenso de 2.5 cms del nivel de agua en el buzón, se pide determinar el resultado de la prueba.

$$P = f = 754 \text{ cm}^3 / \text{min.}$$

$$K = \frac{32 \times 80}{754} = 3.4$$

K > 1 Prueba más que aceptable



EJEMPLO

T = 15 MINUTOS, L = 70 METROS, ϕ 14"
 DEL ABACO h = 2.9 cms. PARA T = 10 MINUTOS
 PARA T = 15 MINUTOS

$$\frac{15}{10} \times 2.9 = 4.35 \text{ cms.}$$

También se ha confeccionado un ábaco de prueba hidráulica que considera la pérdida de altura máxima tolerada en el buzón (cm.) después de un tiempo de prueba de 10 minutos.

- e) Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas podrá ordenarse el relleno de la zanja •

7.3 INSTALACION DE TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO PARA LINEA DE IMPULSION:

A. - LINEA DE TUBERIA EN LA ZANJA

La línea de trazo de la zanja puede incluir una o muchas curvas lo que se puede hacer sin necesidad del uso de accesorios. La tabla siguiente recomienda la máxima deflexión para una unión, las cuales no deben ser excedidos en ningún caso.

Angulo de deflexión de la unión en grados (a)	Desviación en m.m. para tubos de 4 mts. de longitud (d)
1	70
2	140
3	210
4	280
5	350
6	420

B. - MOVIMIENTO DE TIERRAS

1. - Excavación de zanias:

- a) Las zanias para la instalación de tuberías asbesto-cemento, serán de suficiente profundidad para permitir la instalación conveniente de juntas y accesorios y para resguardar la tubería de las vibraciones producidas por el tráfico pesado.
- b) En ciertos casos serán necesarias zanias anchas, y en otros casos, el suelo permitirá un corte angosto. Podrá usarse cualquier ancho en la parte superior de la zanja, pero siempre que el ancho al nivel de la tubería no exceda los límites máximos y mínimos recomendados y dados en la siguiente tabla:



Diámetro del tubo(mm.)	Ancho "A" mínimo (cms)	Ancho "A" máximo (cms)
50 - 100	46	70
150 - 200	50	80
250 - 300	60	90
350 - 400	75	110
450 - 600	80	120
600	90	130

- e) En las bocanillas, cruces de carreteras, etc., la altura del relleno por encima del tubo no debe ser menor de 1.00 m., en áreas verticales, donde no exista el paso de vehículos se puede disminuir a 0.50 m.
- d) Las tuberías de agua deben pasar siempre por encima de la línea de desagües.

11. - Nivelación de Fondos:

- a) El fondo de la zanja debe presentar una superficie bien nivelada, para que los tubos se apoyen sin discontinuidad a lo largo de la generatriz inferior, debe evitarse rellenos sin compactar, en las zanjas sobre excavadas.
- b) Cuando se excave en un material inestable por su humedad, contenido de material orgánico, infiltraciones de agua, la tubería debe asentarse sobre solado de hormigón bien apisonado. Si el terreno es muy inestable por su humedad, deberá procederse como en el caso anterior, pero con un solado de concreto, debiendo tener además de refuerzo, apoyo sobre pilotes, o cualquier otro procedimiento que garantice la estabilidad del tubo.

111. - Relleno y pisoneo de zanjas:

- a) Después de las pruebas parciales y corregidas los defectos se hará el relleno de la zanja, teniendo las precauciones necesarias de acuerdo a la fragilidad de la tubería.
- b) Se debe formar el lecho o soporte de la tubería con material escogido, libre de piedras grandes y de calidad adecuada, no debe usarse tierra vegetal o de detritus.

- c) El relleno y apisonado inicial comprende el material que se echa al fondo de la zanja y hasta una altura de 30 cms. por encima de la tuberra.
- d) El resto del relleno se compactar con rodillos aplanadores y otras maquinas apropiadas de acuerdo con el material que se tenga. Las máquinas deben pasarse tantas veces sean necesario para obtener una densidad de relleno no menor del 95% de la máxima del Proctor modificado.
- e) La compactación se hará a humedad ptima y en capas horizontales no mayores de 15 cms.
- f) No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1 metro sobre el lomo del tubo.

IV. - instalación de la tuberra:

- a) Debe examinarse minuciosamente los tubos y accesorios mientras se encuentran en la superficie, separando los que presenten fallas.
- b) Bajar la tuberra a la zanja con cuidado, valiéndose según su peso, ya sea de una cuerda o tecla.
- c) Asegurarse que el interior de la tuberra est exento de tierra, piedras. Asegurarse también que las uniones y anillos estén limpios.
- d) Durante el montaje de las tuberías deben alinearse y nivelarse los dos extremos de los tubos que se van a unir, quitando tierra de la zanja, hasta que resulten perfectamente alineados todos los elementos tanto horizontal como en la mantención de su rasante.

Para colocar la tubería en posición, debe descartarse en absoluto el empleo de curias de piedra o de madera, ya sea en la tubería o para asegurar los accesorios. En la instalación de tramos en curva de gran radio, cada tubo debe seguir el alineamiento del anterior durante el montaje y tan solo (depende) después de terminado éste, se llevará el tubo a la posición definitiva siguiendo el trazo curvo previsto.

- e) Los cambios de dirección, reducciones, cruces, etc., deben sujetarse por medio de bloques de concreto, dejando libres las uniones, para su fácil descubrimiento en caso de necesidad.
- f) Los bloques de anclaje de concreto se localizan entre el accesorio y la parte firme de la pared de la zanja. El concreto a emplearse será de 140 Kg/cm^2 .
- g) La conexión de la tubería con los accesorios, debe hacerse con nipples cortos del material de la tubería, lo más cerca posible al empalme a fin de proveer uniones flexibles adyacentes a dichos accesorios.

V. - Pruebas Hidráulicas:

- a) La comprobación en obra se efectuará para controlar la perfecta ejecución de los trabajos, para ello se exigirá de dos pruebas, la prueba parcial, y la prueba final.
- b) A medida que se verifique el montaje de la tubería y una vez que estén colocados en su posición definitiva todos los accesorios que debe llevar la instalación se procederá a hacer pruebas parciales a la presión interna, por tramo de 300

a 500 mts. como máximo. El tramo en prueba, debe quedar parcialmente relleno, dejando descubiertas y bien limpias todas las uniones.

- e) La bomba se instalará en la parte más baja de tramo en prueba, y de ninguna manera en las partes altas, para evitar que el aire acumulado produzca variaciones en el manómetro o golpes de ariete.
- d) Cuando se esté llenando de agua la tubería y antes de aplicar la presión, se tendrá cuidado de expulsar el aire por la misma por medio de una válvula colocada en la parte más alta del tramo.
- e) La prueba será efectuada de la siguiente manera: se llevará a la presión de trabajo de la tubería, lo cual deberá mantenerse por espacio de 15 minutos, luego se elevará la presión de 10 en 10 libras hasta llegar a 15 veces la presión de trabajo.
- f) La prueba se considerará positiva si no se producen roturas o pérdidas de ninguna clase.
- g) La prueba se repetirá tantas veces como sea necesario, hasta resultado positivo.
- h) Durante la prueba, la tubería no deberá perder por filtración, más de la cantidad estipulada a continuación, en litros por hora según la siguiente fórmula:

$$F_p = \frac{N.D.}{410 \times 25} / p$$

F_p = Filtración permitida en litros por hora

N = Número de juntas

D = Diámetro del tubo en milímetros

p = Presión de prueba de agua en metros

Se considera como pérdida de agua por filtración, la cantidad de agua que debe agregarse a la tubería y que sea necesaria para mantener la presión de prueba especificada.

Ejemplo:

Un tramo de tubería Eternit clase A-5 de 9J 12¹¹ tiene 400 mts. de longitud, y 102 uniones, se ha obtenido un descenso en el balde de prueba de 5 cms., al someterlo a la presión de prueba por un tiempo de 15 minutos. Se pide hallar el valor de la filtración máxima permitida y la filtración real producida en el tramo.

Cálculo de la filtración real (F_r)

Para un balde de prueba de 38 cms. obtenemos la siguiente equivalencia:

1 cm (descenso del nivel) = 1.13 lt.

En 15 minutos descendió 5 cms, por lo tanto:

5 cms. x 1.13 lt/cm : 5.7 lt en 15 minutos

Para una hora = $5.7 \times 4 = 22.8$ lt/1,ora

Cálculo de la filtración permitida (F_p)

Aplicando la fórmula para:

N = Número de juntas = 204 juntas

D = Diámetro en mm. = 300 m.m.

Prueba Hidráulica de Tuberías de Agua Potable

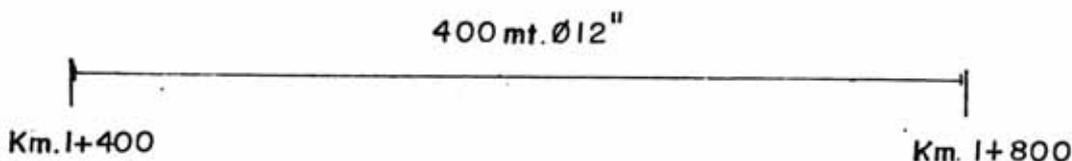
No.

CERTIFICADO

Fecha

obra Rehabilitación de alcantarillado
 aptitud Línea de Impulsión - Castilla
 tipo de tubería Tubería Asbesto-Cemento Ø12" Clase A-5

CROQUIS



Número y detalle de accesorios Ninguno

Longitud probada 400 mt.

Diámetro de la tubería (D) pulg. 12" - 300 m.m.

Número de Juntas (N) 204

Presión de prueba 75 mt. mts. de agua (P) 7.5 Kg/cm² = 75 mt = 100 lb/pulg²

Presión estática máxima que va a soportar el tramo 40 mt.

Duración de la prueba 15 minutos

Filtración habida en la prueba (Fh) 22.8 lt/hora

Filtración permitida: $F_p = \frac{N \cdot D \cdot V_p}{25 \times 410} = \boxed{51.7}$ lts./hora

Conclusiones: Prueba Buena $22.8 F_h < F_p$ 51.7

„ mala $F_h > F_p$

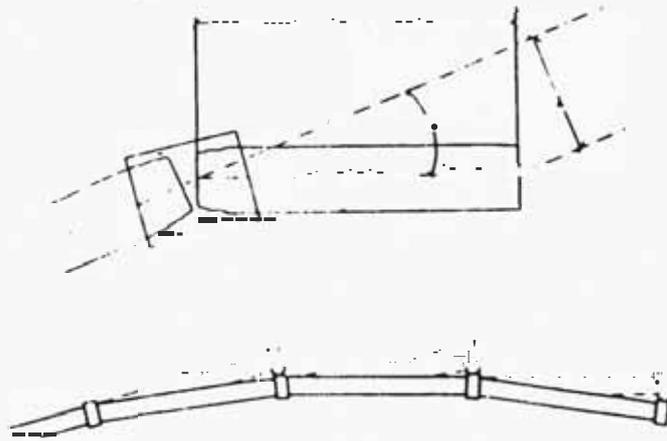
Observaciones

NOTA Part. 2.- Si el tramo probado incluye tuberías de varios diámetros, deberá indicarse la longitud de cada uno de ellos.
 Part. 3.- Solamente para líneas de conducción.

CONTROLADOR DE PRUEBA

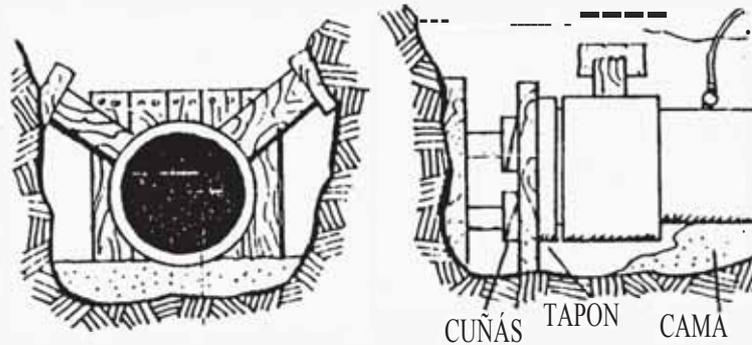
ING^o. RESIDENTE
 REPRESENTANTE DEL CONTRATISTA

V9 B9
 ING^o INSPECTOR

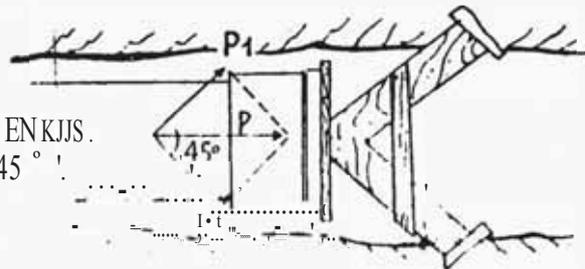


COLOCACION DE LA TUBERIA DE HECHO Y DESPUES
ACOMODE LO A LA CURVA DESEADA

INSTALACION DE TUBERIA PARA
TRAMOS CURVOS



$P = \text{EMPUJE EN KJS.}$
 $P_1 = P \cdot \cos 45^\circ$



ANCLAJE PARA
PRUEBA HIDRAULICA



PRUEBA HIDRAULICA DE
TUBERIA - LINEA DE IMPULSION

$$P = 1.5 \text{ P trabajo } :1.5 \times 5\text{Kg/cm}^2 = 7.5\text{Kg/cm}^2 = 75\text{mt.}$$

$$F_p: \frac{204 \times 300 \times \sqrt{75}^1}{410 \times 25} = 51.7 \text{ lt/hora}$$

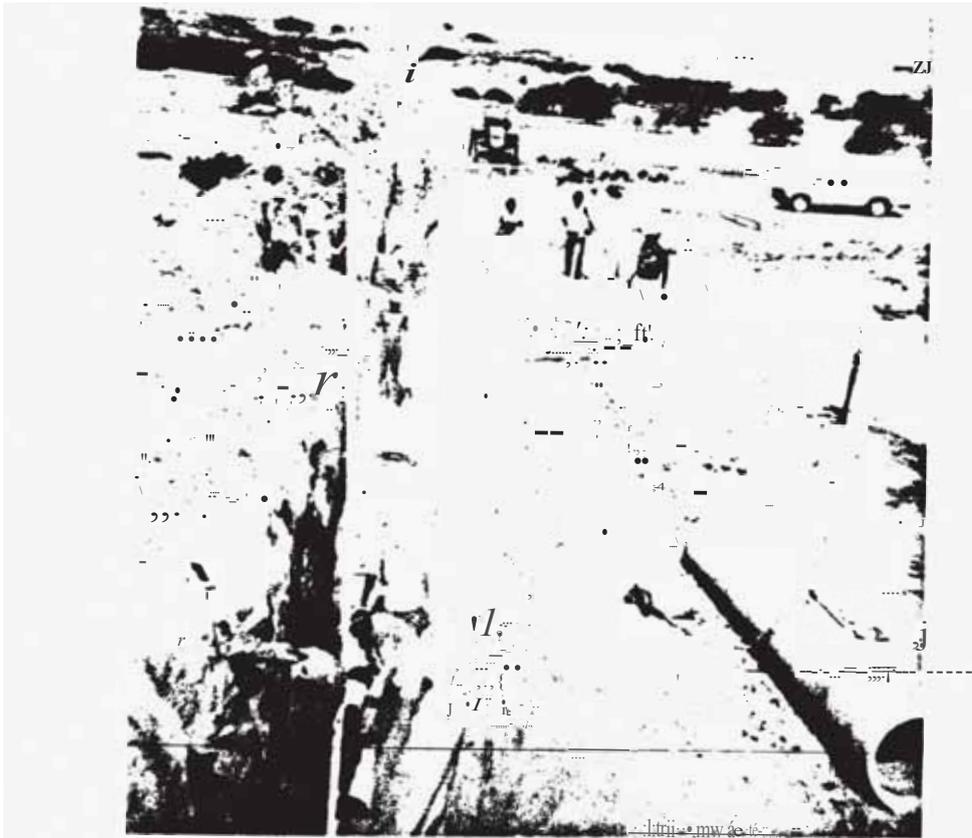
Comparando resultados, $FR < F_p$, por lo tanto se garantiza que el tramo se encuentra bien instalado, ordenándose el relleno y compactación de la zanja

Existen formatos donde podemos anotar los datos y resultados de la prueba, para el ejemplo hemos confeccionado uno de los más usados, en el proceso constructivo de la obra y que certifican la validez de la prueba.

7.4 LAGUNAS DE ESTABILIZACION

1. Limpieza y Deforestación:

- a) Las áreas que deben ser limpiadas y/o desforestadas serán aquellas que se indiquen en los planos y específicamente serán establecidas por el contratista y aprobadas por la inspección, esta área será extendida hasta 3 mts. más allá del pie del talud exterior del embalse, si los planos no indican otra cosa.
- b) La limpieza y desforestación consistirán en limpiar el área designado. Se eliminarán los árboles, obstáculos ocultos, arbustos y otra vegetación, basura y todo material inconveniente.
- c) Se removerá de 30 a 40 cms. del suelo natural existente el espesor necesario hasta encontrar arcilla cuya calidad será aprobada por la inspección, quedando una rasante que se considerará como fundación del embalse o laguna.



TENDIDO Y COLOCACION DE TUBERIA ETERNIT

11. - Excavación y explanación:

- a) Una vez que toda el área de la laguna ha sido estacada y nivelada puede empezarse a excavar hasta la cota del piso indicado en los planos.
- b) Debe existir secuencia constructiva de manera de garantizar, que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación se obtenga luego de la limpieza y desforestación.
- c) No se permitirá la excavación y el empleo de material contiguo a la zona estacada para la laguna comprendida entre los 30 metros a partir del pie interior del terraplén o dique de la laguna.
- d) El grado de acabado de la explanación de taludes y fondo de la laguna será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una motoniveladora de cuchilla ó una trailla con paletas de mano, según los casos.

111. - Préstamos:

- a) Consistirá en la excavación y empleo de material aprobado y seleccionado de acuerdo a las especificaciones para la formación de terraplenes y taludes o ejecución de rellenos en particular. El préstamo procederá cuando no se encuentre cantidad suficiente de material adecuado proveniente de la excavación de la laguna.
- b) La parte superior de los terraplenes y el relleno de cortes sobre excavados será construido con material de préstamo selecto para acabados con material escogido y reservado para este fin desde la excavación.

IV. -Terraplenes (diques)

- a) Los rellenos se ejecutardn con el material de sitio de acuerdo a especificaciones. Todo trabajo de limpieza y desforestaci6n, deber6 ser ejecutado en el 6rea de los terraplenes antes de que se empiece la construcci6n de ellos.
- b) Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, ser6 empleado en lo posible en la formaci6n de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanias.
- c) El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes, taludes deber6 estar libre de materiales org6nicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

Mnimo indice de plasticidad IS°k

Mnimo que pase por la mal la

N ° 200 de la serie SIEVE 25°k

V. - 6ompactaci6n:

- a) El material para la formaci6n de los terraplenes ser6 colocado en capas horizontales de 20 a 30 cms. de espesor y que abarquen todo el ancho de la secci6n, esparciadas suavemente, con equipo esparciador u otro equipo 9plicable.
- b) Los rellenos por capas horizontales deber6n ser ejecutados en una longitud que hagan factible los metodos de acarreo, riego o secado y compactaci6n usados.
- e) Piedra o roca en terraplenes de tierra no deber6n exceder de

15 cms. medidos en su espesor máximo.

- d) Cada capa de terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesario (humedad óptima) para asegurar la compactación máxima.
- e) Donde sea necesario asegurar un material uniforme, se mezclará el material usando motoniveladora, rastra o disco de orado. Cada capa será compactada mediante equipo pesado: rodillos, apisonadores, rodillo de llantas neumáticas u otros aprobados por la inspección.
- f) El terraplén será compactado hasta obtener por lo menos el 95% de la densidad obtenida por el método de Prueba Proctor Modificado.

VI. -Afinado:

- a) Este trabajo será ejecutado después que el terraplén esté completamente terminado y todas las estructuras y tuberías hayan sido instaladas y rellenas.
- b) Todo el material blando o inestable que no es factible de compactar será removido.

VII. - Estabilizado:

- a) Donde el material existente no tenga la resistencia adecuada o requerida por los planos, el contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un material estabilizador con el material no natural existente de la excavación o préstamo.
- b) Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de

sustentación como grava tamizados de piedra, cemento o col o cualquier otro material apropiado.

- c) Los materiales para la estabilización serán colocados en capas de 15 cms. bien compactados y mezclados.

VIII. - Tenninado:

Todas las áreas que formen las áreas de trabajo de laguna, excavaciones, taludes, áreas de transición, serán uniformemente tenninadas, tal como se indica en los cortes de los planos.

IX. - Acabados:

- a) En los casos donde se especifique la impermeabilización de la superficie mojada de la laguna, ésta se ejecutará mediante la colocación de una capa de arcilla (tipo adobe) de 5 a 10 cms. de espesor, según los especifiquen los planos.
- b) La arcilla para impermeabilización debe estar libre de materia orgánica o basura, además estará pulverizada de tal modo que esté graduada en la forma siguiente:

	Porcentaje que pasa
Tamiz 1/2 ¹¹	100%
Tamiz 1/4 ¹¹	80%

- e) También pueden emplearse como impermeabilizante una capa - terra cemento de 5 cms. de espesor, en la proporción 1:5, preparada con agua.

7.5 COSTOS Y PRESUPUESTOS EN OBRAS SANITARIAS

Clasificación de costos:

Costos Fijos: Son las que requiere la empresa para que exista como organismo productivo, como por ejemplo:

Alquiler de oficina, pago a asesores, contadores, energía eléctrica, teléfono, materiales de oficina, gastos de propaganda.

Estos gastos son permanentes y se presentan haya o no un proceso constructivo.

Costos Variables: Son aquellos que se producen cuando la empresa ingresa a un proceso constructivo. Estos costos son de dos clases:

Costos Variables Directos: La suma de mano de obra, material, equipo y herramientas, necesarios para la realización de las partidas de la obra.

Costos Variables Indirectos: La suma de todos aquellos que por su naturaleza intrínseca son de aplicación a las obras ejecutadas en un lapso determinado y comprende: Gastos Generales (que se insumen en la oficina), gastos financieros, utilidad, impuestos, es decir gastos de la empresa para su mantenimiento.

Costo Total: El costo total de una partida es igual a :

Costo Total : C. Variable D. + C. V. Indirecto

Los costos indirectos pueden estimarse entre 20 - 50% del costo directo, según la capacidad económica de la compañía, para la confección del costo total por partida se adopta el valor del 25% del costo directo que corresponde a Gastos Generales y Utilidades de la Empresa.

7.6 METRADOS

Los metrados determinan la cantidad de obra a llevarse a cabo por

partidas referidas a unidades lógicas como metro lineal, unidades etc.

7.7 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Está representada por el valor de los insumos, de los materiales, mano de obra, equipo y las herramientas, por cada unidad lógica de metrado, incluyéndose en este precio el porcentaje que corresponde a los Gastos Generales y utilidades.

Para ilustración hemos confeccionado un formato de análisis de costo para excavación y entibado para terreno saturado.

Creemos necesario definir lo que es una cuadrilla unitaria, esto es obtener un rendimiento standard (Ru).

Ejemplo:

x operarios y oficial es z peones hacen R Unidad; t3 hrs.

El hora-hombre es el número de horas de: peón, oficial u operario que se necesita para hacer una unidad de construcción.

Si se tiene:

$$\text{Hora hombre op.} = \frac{SxX}{\text{Rend.}}$$

$$\text{Hora hombre of.} = \frac{8xY}{\text{Rend.}}$$

$$\text{Hora hombre Peon} = \frac{8xZ}{\text{Rend.}}$$

7.8 FORMULAS POLINOMICAS DE REAJUSTE AUTOMATICO DE PRECIOS

El sistema de formulas polinómicas constituye un medio de reconocimiento práctico e inmediato de los mayores costos por la co

tante fluctuación de los precios de los elementos que deterr,inan el valor de las obras, especialmente en épocas inflacionarias, en éstos periodos la falta de reconocimiento oportuno de mayores - costos, desequilibra la estructura económica del proceso constructivo, afectando el cumplimiento de plazos de eiecución de la - obra.

Es conveniente destacar que el sistema de f 6nnulas polinomicas ha demostrado su eficacia en diversos países de Ameri ca Latina y Europa como un instrumento \diamond gil y autom6tico de reconocimiento de los incrementos del costo de obras públicas y privadas.

Seguidamente citaremos algunas terminologías de uso frecuente en el desarrollo de este importante reaiuste de precios.

7.8. 1 F6nnula Polincfmica de Reajuste:

Es l \diamond sumatoria de ténninos tambien llamados monomios - que contienen la incidencia de los principales elementos del costo de la obra cuya suma determina para un perio- do dado el coeficiente de reaiuste del monto de la obra. La suma de los coeficientes de incidencia de cada tennino es siempre igual a la unidad, y en cada monomio la incidencia está multiplicada por el indice de variación de precio del elemento representado por el monomio, la f6rmula se puede expresar en la siguiente forma:

$$K = a \frac{J_r}{J_0} + b \frac{M_r}{M_0} + c \frac{E_r}{E_0} + d \frac{V_r}{V_0} + e \frac{G_r}{G_0}$$

Reaiuste de Precio: Es el aumento del costo de construcci \diamond n que se calcula para un periodo, para efectos de re- conocimiento al contratista •

Elementos: Son aquellos que intervienen en la ejecución de la obra y que determinan su costo. La suma del costo de cada elemento hace el costo total de la obra.

Coeficiente de Incidencia: Es la proporción expresada en cifras decimales del costo de cada elemento o grupo de elementos en relación al costo total de la obra.

Índice de Precio: En cuanto a su uso en la fórmula polinómica, es un número abstracto que expresa la relación que existe entre el precio de un elemento, en una fecha determinada y el que tuvo en otra anterior fijado como base.

Metodología y Técnicas: Para elaborar una fórmula polinómica de reajuste, es necesario contar, básicamente, con el presupuesto de la obra y el análisis de precio unitario de cada partida de dicho presupuesto.

7.8.2 Principales elementos que deben figurar en la fórmula:

Mano de Obra: Es la suma de jornales que se insumen en el proceso constructivo de la Obra, incluyendo las leyes sociales y diversos pagos que se hacen a los trabajadores •

Materiales: Son los materiales nacionales e importados que quedan incorporados en la obra, así como los materiales consumibles, incluyendo los gastos de comercialización. Además, los equipos que se incorporan a la obra deben consignarse en este mismo rubro. El rubro de fletes puede ser considerado en otro monomio •

Equipos de Construcción: Son las maquinarias, vehículos, implementos auxiliares y herramientas que emplea el contratista durante el proceso constructivo de la obra.

Varios: Son los elementos que, por su naturaleza, no pueden incluirse en los correspondientes a mano de obra, materiales o equipos de construcción.

Gastos Generales: Son aquellos que deben efectuar el contratista durante la construcción, derivados de la propia actividad empresarial del mismo, por lo cual no puedan ser incluidos dentro de las partidas de la obra. Comprende gastos efectuados directamente en obras o proporcionalmente en oficina, tales como sueldos, jornales, alquileres de inmuebles, teléfono, útiles, etc.

Utilidad: Es el monto que percibe el contratista por ejecutar la obra. Los gastos generales y la utilidad serán siempre considerados como un solo monomio en la fórmula polinómica.

ANALISIS DE COSTOS

HOJA DE CALCULO

A: ALCANTARILLADO - COLECTORES DE RELLENO No. PARTIDA _____
 LUGAR: PIURA Y CASTILLA DIST. _____ PROV. _____ DPTO. PIURA
 TITULO: EXCAVACION DE ZANJAS PARA TUB. Ø 8" y 10" PROF. 1.50 MTS.
 CONDICIONES: 1 PEON + 1 RETROEXCAVADORA RENDIMIENTO: 216 ml/día
 HO POR: A.A.S. y A.M.B. FECHA: 1984 UNIDAD DE METRADO: ml

1.- MATERIALES :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
SUB - TOTAL	1		S/.	

2.- MANO DE OBRA :

PERSONAL	UNID.	CANT.	JORNAL HORA	TOTAL
CAPATAZ	h-h	0.004	2,376	10
PEON	h-h	0.037	1,379	51
SUB - TOTAL	2		S/.	61

3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
RETROEXCAVADORA 3/4yd ³	h-m	0.037	98,724	3,653
HERRAMIENTAS	%	3	61	2
SUB - TOTAL	3		S/.	3,716

4.- TOTAL COSTO DIRECTO (1+2+3) S/.

RESUMEN:	
Mat. y Equipo c/GG y U	S/. 4,569.=
Mano de Obra c/GG y U	76.=
COSTO UNITARIO	S/. 4,645.=

GG y UTIL 25% 929
 COSTO UNITARIO 4,645.=

ANALISIS DE COSTOS

HOJA DE CALCULO

OBRA : REHABILITACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO No. PARTIDA _____
 CIUDAD : PIURA DIST. CASTILLA PROV. PIURA DPTO. PIURA
 PARTIDA , ENTIBADO METALICO DE ZANJAS, PARA INSTALAR TUB. DE Ø 8", 10", 12", 14" 16", 18"
HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 1.50M.
 PERSONAL BASE: 1 OPERARIO, 2 OFICIALES, 4 PEONES RENDIMIENTO: 60 ml/día
 HECHO POR: A.A.S. y A.M.B. FECHA: 1984 UNIDAD DE METRADO: ml

1.- MATERIALES :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
PANELES DE ACERO TIPO ACROW DE 0.30 mt x 2.40 mt CON GANCHO DE AN CLAJE SUCESIVO.	H - Pa	160	14,5	2,320
PUNTALES DE ACERO TIPO ACROW, DE 1.10 m a 1.40 mt.	H - Pt	9.6	15	144
MADERA DE 4" x 2", ATORTOLADO A LOS PANELES, COMO TRAVESAÑO, CADA 1.00 MT. Y ESTACAS (15 usos)	P2	0.29	689	200
SUB - TOTAL 1			S/.	2,644

2.- MANO DE OBRA :

PERSONAL	UNID.	CANT.	JORNAL HORA	TOTAL
CAPATAZ	H-H	0.013	2,376	31
OPERARIO	H-H	0.130	1,584	206
OFICIAL	H-H	0.27	1,467	396
PEON	H-H	0.52	1,379	717
SUB - TOTAL 2			S/.	1,350

3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
RETROEXCAVADORA (10% h-m PARA EX- VACION)	h-m	0.013	98,723	1,283
HERRAMIENTAS	%	3	1,350	41
SUB - TOTAL 3			S/.	1,324

4.- TOTAL COSTO DIRECTO (1+2+3) S/ 5,338.=

RESUMEN:	
Mat. y Equipo c/GG y U	S/. 4,985.=
Mano de Obra c/GG y U	S/. 1,688.=
COSTO UNITARIO	S/. 6,673.=

GG y UTIL 25% 1,335.=
 COSTO UNITARIO 6,673.=

ANALISIS DE COSTOS

HOJA DE CALCULO

OBRA : _____ No. PARTIDA _____
 ALCANTARILLADO - COLECTORES PRIMARIOS
 CIUDAD : _____ PIURA DIST. _____ PROV. _____ DPTO. _____ PIURA
 PARTIDA : _____ CAMA DE APOYO, PARA TUB. Ø 14" y 16" C.R.
 PERSONAL BASE : _____ 1 OFICIAL, 2 PEONES RENDIMIENTO : _____ 70 ml/día
 HECHO POR : _____ A.A.S. y A.M.B. FECHA : _____ 1984 UNIDAD DE METRADO : _____ ml

1.- MATERIALES :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
PIEDRA GRANDE 8"	M ³	0.50	8,000	4,000
PIEDRA CHANCADA 1"	M ³	0.20	12,000	2,400
SUB - TOTAL	1		S/.	6,400.=

2.- MANO DE OBRA :

PERSONAL	UNID.	CANT.	JORNAL HORA	TOTAL
CAPATAZ	h-h	0.0114	2,376	27
OFICIAL	h-h	0.1140	1,467	167
PEON	h-h	0.2280	1,379	314
SUB - TOTAL	2		S/.	508.=

3.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS :

DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
HERRAMIENTAS	%	3	508	15
COMPACTADORA	h-m	0.114	5,563	634.=
SUB - TOTAL	3		S/.	649.=

4.- TOTAL COSTO DIRECTO (1+2+3) S/. 7,557.=

RESUMEN:

Mat. y Equipo c/GG y U	8,811.=
Mano de Obra c/GG y U	635.=
COSTO UNITARIO	9,446.=

GG y UTIL 25% 1,889.=

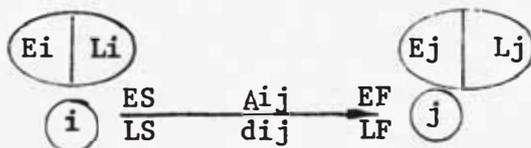
COSTO UNITARIO 9,446.=

7.9 Programación de Obra - PERT - CPM

Todo Proyecto de saneamiento puede ser simulado mediante una Red o malla, donde los nodos son los eventos y las flechas las actividades, éstos procesos sirven para graficar el PERT-CPM de la obra que es la representación del plan del proyecto en un diagrama.

El PERT (Program Evaluation Research Task), Programa de Evaluación de Tareas y el CPM (Critical Path Method), Método del Camino Crítico tiene una ventaja en lo que refiere a la construcción de la obra, que es el reflejo físico del proyecto, un mal control en el proceso constructivo de la obra puede traer como consecuencia que las estructuras no lleguen a su período de diseño para la cual fueron calculadas, esto puede ocurrir por imperfección en los trabajos, y puede evitarse adoptándose un estricto control de las actividades a ejecutar y encontrar así una Ruta crítica para que el proyecto termine en el plazo estipulado sin problemas de orden técnico y económico.

El cálculo del PERT-CPM puede simplificarse mediante el empleo de las siguientes relaciones:



$E_j = \text{mayor } (E_i + d_{ij})$ Marcha Hacia Adelante (→)

$L_i = \text{menor } (L_j - d_{ij})$ Marcha Hacia Atrás (←)

Holgura total : (Ht) : Para una actividad cualquiera D_{ij} se define Ht como el mayor margen de ejecución disponible para la actividad cuando las actividades precedentes (antecesoras) se inician lo mas pronto y las actividades sucesoras se inician lo más tarde, su cálculo viene dado por $Ht = L_j - EF$.

Definiciones

E_i = Fecha o ocurrencia más próxima del evento i

E_j = Fecha o ocurrencia más próxima del evento j

/...

Li = Ocurrencia más lejana del evento i

Lj = Ocurrencia más lejana del evento j

ES = Inicio más próximo de la actividad Aij

EF = Terminación más próxima de la actividad Aij

LS = Inicio más lejano de la actividad Aij

LF = Terminación más lejana de la actividad Aij

Un evento es crítico cuando su Holgura total es cero para una actividad, y es la parte más importante porque es en este camino donde se manifiesta que la obra se culminará en el tiempo previsto siempre y cuando las actividades consideradas como críticas se cumplan normalmente en el desarrollo de la obra.

Para ilustración, hemos confeccionado dos diagramas PERT-CPM, que corresponden al Rubro de Colectores de Relleno, Primarios de la Primera Fase de Rehabilitación de Piura y Castilla, y el de la construcción de la Estación de Bombeo de Castilla

PROYECTO : Rehabilitación del Servicio de Alcantarillado de Piura y Castilla.

REFERENCIA : Zonas afectadas por inundaciones.

CASTILLA - PRIMERA FASE

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
	DISTRITO : CASTILLA		
	A. - COLECCION		
1.00	COLECTORES DE RELLENO		
	OBRAS PRELIMINARES		
1.01	Caseta de Guardían	m ²	80
1.02	Almacen General	m ²	120
	OBRAS PRELIMINARES		
1.03	Trazo y replanteo	ml	4,272
	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
1.04	Excavación de zanja en terreno normal saturado para tuberías de Ø 8" y 10" C.S.N.	ml	4,272
1.05	Entibado metálico para zanjas en la instalación de tuberías de Ø 8" y Ø 10"	ml	4,272
1.06	Drenaje de zanja para la instalación de tubería de Ø 8" y Ø 10"	ml	4,272
1.07	Excavación manual, eliminación de tubería en los tramos que al excavar con la retroexcavadora no son extraídas por no dañar a los buzones existentes (considerando el 5% de tramo)	ml	214

...///

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
1.08	Refine, nivelación y conformación de fondos en terreno normal saturado para: a) Tubería de Ø 8" b) Tubería de Ø 10"	ml ml	2,408 1,864
1.09	Camata de apoyo en terreno normal saturado para tubería de C.S.N. con piedras de 8" y grava de 1" para: a) Tubería de Ø 8" b) Tubería de Ø 10"	ml ml	1,926 1,491
1.10	Relleno y compactación de zanjas en terreno normal saturado para Ø 8" y Ø 10"	ml	4,272
1.11	Eliminación de desmonte de excasos de la excavación de la zanja, para tubería de Ø 8" y Ø 10"	ml	4,272
1.12	Suministro de tubería C.S.N. con cemento tipo V, y vitumen de asfalto emulsionado R-C100, incluido transporte a pie de obra: a) Tubería de Ø 8" b) Tubería de Ø 10"	ml ml	2,408 1,864
1.13	Tendido y colocación de tuberías de: a) Tubería de Ø 8" b) Tubería de Ø 10"	ml ml	2,408 1,864
1.14	Prueba hidráulica para tubería de C.S.N. de: a) Tubería de Ø 8" b) Tubería de Ø 10"	ml ml	2,408 1,864
1.15	Buzones típicos de 1.20 mt. de Ø interior con marco y tapa de fierro fundido	Unid.	17

///...

...///

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
1.16	<p>OBRAS COMPLEMENTARIAS</p> <p>Profundización de buzones existentes que comprende:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Drenaje y limpieza de buzones b) Excavación de profundización c) Rotura del fondo d) Encofrado y desencofrado de los muros e) Concreto f'c = 140 Kg/cm² para muros f) Concreto f'c = 100 Kg/cm² para fondos g) Limpieza y eliminación de desmonte del fondo 	Unidad	21
1.17	Empalmes a buzones existentes	"	48
1.18	Traslado de conexiones domiciliarias deterioradas en el emalme a la tubería matriz a ambos frentes de la calle considerando 2 conexiones em 10 metros de longitud.	"	356
1.19	Reparación del tramo afectado en las conexiones domiciliarias de agua potable a consecuencia de la excavación de zanjas para los colectores	"	356
1.20	<p>PILOTES:</p> <p>Instalación de pilotes para el tendido de tuberías de C.S.N. de Ø 8" y Ø 10" de concreto armado</p>	ml	854
1.21	Buzones típicos de 1.20 mt. de diámetro, pero con apoyo en pilotes de concreto armado, según especificaciones hasta 3.50 mt. de altura.		

///...

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
2.00	COLECTORES PRIMARIOS		
2.01	OBRAS PRELIMINARES Trazo y replanteo	ml	1,508
2.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS Excavación de zanjas en terreno normal saturado para tubería de: a) Tubería de Ø 14" C.R. b) Tubería de Ø 18" C.R.	ml	1,292 216
2.03	Entibado metálico para zanjas en la instalación de tuberías de Ø 14" y Ø 18"	ml	1,508
2.04	Drenaje de zanja para la instalación de tubería: a) Tubería de Ø 14" b) Tubería de Ø 18"	ml ml.	1,292 216
2.05	Excavación manual y eliminación con tecla de las tuberías que al excavar con la retroexcavadora no son extraídas por no dañar a los buzones existentes (considerando 5% del tramo) Para Ø 14" y Ø 18" (1508 x 0.05)	ml	75
2.06	Refine, nivelación y conformación de fondos en terreno normal saturado para tubería de: a) Para Ø 14" b) Para Ø 18"	ml ml	1,292 216

...///

///...

...///

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
2.07	Cama de apoyo en terreno normal saturado para tubería de C.R. con piedra de 8" y grava de 1" para: a) Ø 14" b) Ø 18"	ml	1,034 173
2.08	Relleno y compactación de zanjas en terreno normal saturado para los diámetros de 14" y 18"	ml	1,508
2.09	Eliminación de desmonte de excesos de la excavación de la zanja oata:	ml	1,292 216
2.10	Suministro de tubería de C.R. con cemento tipo V y vitumen de asfalto emulsionado RC-100, incluido el transporte a pie de obra de: a) Ø 14" B-III b) Ø 18" B-III	ml	1,292 216
2.11	Tendido y colocación de tubería a) Ø 14" b) Ø 18"	ml	1,292 216
2.12	Prueba hidráulica para tubería de C.S.N. de: a) Ø 14" b) Ø 18"	ml	1,292 216

///...

...///

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
2.13	Buzones típicos de 1.20 mts. de diámetro interior con marco y tapa de fierro fundido, 125 Kgrs. de peso	Unid.	6
2.14	<p>OBRAS COMPLEMENTARIAS</p> <p>Profundización de los buzones existentes, comprende:</p> <p>a) Drenaje y limpieza de buzones</p> <p>b) Rotura del fondo</p> <p>c) Excavación y profundización</p> <p>d) Encofrado y desencofrado de muros</p> <p>e) Concreto f'c = 140 Kg/cm² para muros</p> <p>f) Concreto f'c = 100 Kg/cm² para fondo</p> <p>g) Limpieza y eliminación de desmonte</p>	Unid.	11
2.15	Empalme a buzones existentes	Unid.	17
2.16	traslado de conexiones domiciliarias deterioradas en los empalmes a las tuberías matrices a ambos frentes de la calle, considerando dos conexiones por cada 10 metros de longitud.	Unid.	194
2.17	Reparación del tramo afectado en las conexiones domiciliarias de agua potable, a consecuencia de la excavación de zanjas para los colectores	Unid.	194
2.18	<p>PILOTES</p> <p>Instalación de pilotes para el tendido de tuberías de C.R. según especificaciones</p>	Unid.	194

///...

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
2.19	Buzón standard de 1.20 mt. de diámetro con apoyo de pilotes (hasta 4.50 mts)	Unid.	2
3.00	B.- ESTACION DE BOMBEO		
3.01	<u>ESTACION DE BOMBEO DE DESAGUES "CASTILLA"</u>		
3.02	OBRAS PROVISIONALES: Caseta para Guardián y almacén, cerco perimetral.		
3.03	OBRAS CIVILES: Movimiento de tierras, concreto simple, concreto armado para estructura tipo caisson de 5.0 m. de diámetro interior y constituido por una cámara húmeda, cámara seca y caseta de control.		
4.00	EQUIPO DE BOMBEO: 3 electrobombas con una capacidad de 30 lt/seg. y altura dinámica = 26 mt - 2 Motores eléctricos de potencia aproximada de 15 HP - 1 Motor Diesel de 18 HP	Unid. Unid. Unid.	3 2 1
4.01	<u>RESTAURACION DE LA ESTACION DE BOMBEO DE DESAGUES "EL CORTIJO"</u> . EQUIPO DE BOMBEO: electrobombas de eje vertical para sólidos, para un caudal de 33 lt/seg y una A.D.T. = 26 mt - Motor eléctrico de aproximadamente 16 HP - Motor diesel de 20 HP - Accesorios de instalación hidráulica	Unid. Unid. Unid.	3 2 1

PIURA - PRIMERA FASE

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
5.00	DISTRITO : PIURA		
5.01	A.- COLECCION		
5.02	<u>COLECTORES DE RELLENO</u> Caseta de Guardián Almacén general	m ² m ²	80 120
5.03	OBRAS PRELIMINARES Trazo y Replanteo	ml	4,905
5.04	MOVIMIENTO DE TIERRAS Excavación de zanja, en terreno normal saturado para tuberías de C.S.N. de Ø 8" , Ø 10"	ml	4,905
5.05	Entibado con paneles, puntales de acero y travesaño de madera para zanj as de 1.00 mts. mínimo de ancho	ml	4,905
5.06	Drenaje de zanja, para instalación de tub. Ø 8" y Ø 10"	ml	4,905
5.07	Eliminación de las tuberías en los tramos que al excavar con la retroexcavadora no son extraídos por no dañar a los buzones existentes.	ml	245
5.08	Refine y nivelación y conformación de fondos en terreno normal saturado: a) Ø 8" b) Ø 10"	ml ml	4,073 832
5.09	Cama de apoyo en terreno normal saturado: a) Ø 8" b) Ø 10"	ml ml	4,073 832

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
5.10	Relleno y compactación de zanjas en terreno normal saturado para Ø 8" y 10"	ml	4,905
5.11	Eliminación de desmonte de exceso de la excavación de zanja para tubería de:	ml	4,905
5.12	a) Ø 8" y Ø 10" Suministro de tubería de C.S.N. con cemento tipo V y vitumen de asfalto emulsionado:	ml	4,073
5.13	a) Ø 8" b) Ø 10" Tendido y colocación de tubería Ø 8" y Ø 10"	ml	832
5.14	a) Ø 8" b) Ø 10" Prueba hidráulica para tuberías de C.SN.	ml	4,073
5.15	a) Ø 8" b) Ø 10" <u>BUZONES</u> Buzones típicos de 1.20 mt. de Ø interior con marco y tapa de fo.fdo. 125 Kgs. de peso	Unid.	31
5.16	Profundización de buzones	Unid.	8
5.17	Empalme a buzones existentes	Unid.	99
5.18	Traslado de conexiones domiciliarias de desagüe	Unid.	457
5.19	Reparación del tramo afectado en las conexiones domiciliarias de agua potable	Unid.	457
5.20	<u>PILOTES</u> Instalación de pilotes para el tendido de la tub. Ø 8" y Ø 10"	ml	981

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
5.21	Buzones típicos de 1.20 mt. con apoyo en pilotes de concreto armado	Unid.	8
6.00	<u>COLECTORES PRIMARIOS</u>		
	OBRAS PRELIMINARES		
6.01	Trazo y replanteo	ml	2,604
	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
6.02	Excavación de zanjas en terreno normal saturado para:		
	a) Tubería de Ø 12"	ml	935
	b) Tubería Ø 14", Ø 16"	ml	1,168
	c) Tubería Ø 18"	ml	501
6.03	Entibado con paneles y puntales de acero y travesaños de madera: Para Ø 12", Ø 14", Ø 16" y Ø 18"		
6.04	Drenaje de zanjas para la instalación de tuberías		
	a) Ø 12"	ml	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	ml	1,168
	c) Ø 18"	ml	501
6.05	Eliminación manual de tubería para no dañar a los buzones	ml	130
6.06	Refine, nivelación y conformación de fondos en terreno normal saturado:		
	a) Ø 12"	ml	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	ml	1,168
	c) Ø 18"	ml	501
6.07	Cama de apoyo en terreno normal saturado, con piedras de 8" en la base y grava o piedra chancada de 1" para tubería de C.R. de diámetros :		
	a) Ø 12"	ml	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	ml	1,168
	c) Ø 18"	ml	501

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
6.08	Relleno y compactación de zanjas en terreno normal saturado para		
	a) Ø 12"	m1	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	m1	1,168
	c) Ø 18"	m1	501
6.09	Eliminación de desmonte de excesos de excavación		
	a) Ø 12"	m1	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	m1	1,168
	c) Ø 18"	m1	501
6.10	Suministro de tuberías de concreto reforzado con cemento tipo V y bitu men de asfalto		
	a) Ø 12" B - III	m1	935
	b) Ø 14" B - III	m1	704
	c) Ø 16" B - III	m1	464
	d) Ø 18" B - III	m1	501
6.11	Tendido y colocación de tub. de C.R. de los sgtes. diámetros:		
	a) Para Ø 12"	m1	935
	b) Para Ø 14"	m1	704
	c) Para Ø 16"	m1	464
	d) Para Ø 18"	m1	501
6.12	Prueba hidráulica para tubería de C.R. de:		
	a) Ø 12"	m1	935
	b) Ø 14" y Ø 16"	m1	1,168
	c) Ø 18"	m1	501

/...

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
7.01	<p><u>B.- EQUIPOS DE BOMBEO</u></p> <p>Estación de Bombeo "San Martín"</p> <ul style="list-style-type: none"> - Retiro de bomba deteriorada, suministro e instalación de una nueva de eje vertical para sólidos que trabajará en cámara seca para ambiente corrosivo para un caudal. Q = 209 lt/seg un A.D.T. = 23 mt. - Retiro de motor eléctrico determinado, suministro e instalación de uno nuevo que será instalado en forma vertical , - Control de niveles y accesorios 	U.	3
7.02	<p>Estación de Bombeo "piura":</p> <ul style="list-style-type: none"> - Retiro de la bomba deteriorada, suministro de una nueva de eje vertical para sólidos de Q = 65 lt/seg. y ADT= 16 mt. - Retiro del motor eléctrico deteriorado, suministro e instalación del nuevo . - Retiro del motor diesel, e instalación del nuevo 	U. U. U.	3 2 1
8.00	<p><u>A.- COLECCION</u></p> <p><u>COLECTORES DE RELLENO</u></p> <p><u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u></p>		
8.01	<p>Excavación a máquina de Zanja en terreno normal para tub. de Ø 8" ,</p> <p>Ø 10"</p>	ml ml	3,649 702

P I U R A - S E G U N D A F A S E

/...

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
8.02	Excavación a máquina en terreno normal saturado a partir de 2.00 mts. de profundidad para: Ø 8"	m1	2,503
	Ø 10"	m1	1,570
8.03	Excavación manual de zanja para instalación de tuberías existentes de 1.50 mts. de longitud en cada llegada y/o salida de buzón existente, evitando el uso de retroexcavadora para proteger la estructura del buzón, para: Ø 8"	m1	44
	Ø 10"	m1	6
8.04	Preparación de cama de apoyo, relleno y compactación de zanja, entibado de zanja tendido y colocación, suministro de tubería de C.S.N., doble prueba hidráulica para:		
	a) Ø 8"	m1	6,196
	b) Ø 10"	m1	2,278
8.05	Bombeo de zanjas en terreno normal saturado a partir de 2.00 mts. de profundidad para:		
	a) Ø 8"	m1	2,530
	b) Ø 10"	m1	1,543
	<u>BUZONES</u>		
8.06	Buzones típicos tipo "A" para profundidad hasta 3.00 mts. y tipo "B" para mayores de 1.20 mts de diámetro interior con marco y tapa de fo.fdo. de 0.60 mts. de diámetro y 125 Kg. de peso.		
	Tipo "A"	Unid.	73
	Tipo "B"	Unid.	11
9.00	<u>COLECTORES TRONCALES</u>		

/...

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
9.01	Excavación a máquina de zanja en refino, nivelación, conformación de fondos, preparación de cama de apoyo, relleno y compactación, eliminación de desmon- te doble prueba hidráulica, entibado con paneles de acero, bombeo de zanjas en terreno normal saturado para tubería de Ø 22"	ml	876
9.02	Suministro de tubería de concreto armado	ml	120
	Tipo "B" Clase I Ø 22"	ml	200
	Tipo "B" Clase II	ml	556
	Tipo "B" Clase III	ml	876
9.03	Tendido y colocación de tub. de concreto armado Ø 22"	Unid.	15
9.04	Buzones de concreto armado		
10.00	<u>OBRAS COMPLEMENTARIAS</u>		
10.01	Levantar fondos de buzones existentes relleno de fondos con concreto f'c = 100 Kg/cm ² y construcción de banqueteta y media caña	U.	5
10.02	Empalmes de tub. proyectada a buzones existentes, llegada y salida, reparación y arreglo de banqueteta, media caña.	U.	39
10.03	Empalme de tub. existente a buzones nuevos	U.	32
10.04	Demolición de buzones existentes para instalación de nuevos	U.	13
10.05	Traslado de conexiones domiciliarias de desagüe	U.	1,200
10.06	Reparación de conexiones domiciliarias de agua	U.	600
10.07	Rotura y reposición de pavimentos	ml.	500
10.08	Instalación de pilotes para tendido de tub. de Ø 8" y Ø 10"	ml	880
10.09	Pilotes en buzones	U.	8

/...

C A S T I L L A - T E R C E R A F A S E

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
11.00	<u>A.- COLECCION</u>		
	<u>COLECTORES DE RELLENO</u>		
11.01	Trazo y replanteo	m1	10,227
	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS:</u>		
11.02	Excavación de zanja a máquina en terreno normal para:		
	a) Ø 8"	m1	4,835
	b) Ø 10"	m1	445
11.03	Excavación a máquina de zanja en terreno normal saturado a partir de 2.00 mt de profundidad, para:		
	a) Ø 8"	m1	3,237
	b) Ø 10"	m1	1,575
11.04	Excavación manual de zanja, para proteger estructura de buzón		
	a) Ø 8"	m1	111
	b) Ø		24
11.05	Refine, nivelación, cama de apoyo, relleno y compactación, eliminación de - desmonte, entibado de zanja, tendido, suministro y doble prueba hidráulica para:		
	a) Ø 8"	m1	8,183
	b) Ø 10"	m1	2,044
11.06	Bombeo de zanja en terreno normal saturado a partir de 2.00 mts.		
	a) Ø 8"	m1	3,304
	b) Ø 10"	m1	1,590

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
11.07	<u>BUZONES</u> Buzones típicos tipo "A" y tipo "B" a) Tipo "A" b) Tipo "B"	Unid. Unid.	63 7
12.00	<u>COLECTORES TRONCALES</u>		
12.01	Trazos y replanteo	ml	1,321
12.02	Excavación de zanja a máquina, entibado metálico, bombeo de zanjas, refine, nivelación, cama de apoyo, relleno y compactación, eliminación de desmonte, prueba hidráulica de tuberías. a) Ø 14" b) Ø 16" c) Ø 18"	ml ml ml	445 196 680
12.03	Suministro de tubería de concreto armado a pie de obra. Para Ø 14" a) Clase B - II b) Clase B - I Para Ø 16" Clase B - II Para Ø 18" c) Clase B - II d) Clase B - I	ml ml ml ml ml	185 260 196 541 139
12.04	<u>BUZONES</u> Buzones típicos tipo "B"	Unid.	1
13.00	<u>OBRAS COMPLEMENTARIAS</u>		
13.01	Excavación manual y eliminación de tubería existente	ml	50

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad
13.02	Empalme a tubería existente de buzones proyectados	Unid.	2
13.03	Demolición de buzones	Unid.	3
13.04	Traslado de conexiones domiciliarias de desagüe	Unid.	1,500
13.05	Reparación de conexiones de agua	Unid.	750
13.06	Rotura y reposición de pavimentos	ml	560
13.07	Empalme de tub. proyectada a buzón existente	ml	57
13.08	Levantar fondo de buzones existentes	U.	3
13.09	Instalación de pilotes para tendido de tub. de Ø 8", Ø 10", Ø 14", 16" y 18"	ml	680
13.10	Buzón especial piloteado	U.	10

PROYECTO: Linea de Impulsión y Lagunas de Estabilización de Castilla

.00	A. - TRANSMISION LINEA DE IMPULSION		
.01	OBRAS PROVISIONALES Caseta de guardián y almacén de materiales	m ²	40
.02	OBRAS PRELIMINARES Trazo y replanteo	ml	5805
.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS Excavación de zanja en terreno normal saturado drenaje relleno y compactación, tendido y colocación de tubería de Ø 2" y Ø 14" de A.C. Clase A-5 de terreno normal saturado a las siguientes profundidades: a) Para Ø 12" h = 1.50 mt. b) Para Ø 14" h = 1.70 mt.	ml	2288
.04	Refine, nivelación y conformación de fondos, cama de apoyo, eliminación de desmonte doble prueba hidraulica y suministros de tuberías de A.C. Clase A-5, de: a) Ø 12" b) Ø 14"	ml	3517
.05	Accesorios de Fierro fundido Clase 105:	ml	2288
		ml	3517

	<p>Codos de 12" x 90°, 14" x 90°, 14" x 45° y 14" x 22.5, Reducción 14 x 12", tee 14" x 12"</p>	Unid.	17
.06	Válvulas de purga construcción de caja de válvula de concreto armado	Unid.	7
.07	Suministro, tendido de tubería de Ø4", A-C Clase A-5 para desagües	Unid.	61
.08	Válvulas de aire, construcción de cajas de concreto armado	Unid.	6
	<p>CAMARA ROMPE CARGA Y CAJA DE VALVULAS</p>		
.09	Obras Civiles: excavación masiva, concreto armado para fondos muros y techo, - tarrajeo interior y exterior con impermeabilizante, tapa de fierro fundido y escalines	Unid.	1
.10	Válvulas y accesorios: Unión flexible tipo dresser Ø12" (1) válvula compuerta Ø12" bridada (1), transición de fierro fundido A-C Ø 12" (1) brida rompe aguas (1), niple de 12" x 0.30 (1) 12 x .20 (1), 12" x 85 (1), tubería de A-C Clase A-5 (10 ml)		
	<p>CRUCE DE CANAL CHIRA - PIURA</p>		
.11	Picado y llenado de concreto de f'c = 210 Kg/cm ² de buzón de inspección oase de tubería de acero	Unid.	2
.12	Anclaje de tubería en el ducto con varillas de fondo de Ø5/8" 3.00 mt.	Unid.	10
.13	Tubería de acero de Ø14" clase 125	ml	30
.14	Transición de acero A-C Ø14"	Unid.	4

<p>.00</p>	<p>B. - TRATAMIENTO LAGUNAS DE ESTABILIZACION</p>		
<p>.01</p>	<p>OBRAS PROVISIONALES Caseta de guardiania y resguardo de materiales</p>	<p>m²</p>	<p>40</p>
<p>.02</p>	<p>OBRAS PRELIMINARES Trazo y replanteo</p>	<p>Ha</p>	<p>6.13</p>
<p>.03</p>	<p>MOVIMIENTO DE TIERRAS Limpieza, desforestación y eliminación de material orgánico de las zonas establecidas para las lagunas de 0.40 mt. de espesor</p>	<p>m²</p>	<p>61275</p>
<p>.04</p>	<p>Explanación en corte en terreno normal con equipo mecánico</p>	<p>m³</p>	<p>72595</p>
<p>.05</p>	<p>Refine, nivelación y compactación de las zonas excavadas</p>	<p>m²</p>	<p>55255</p>
<p>.06</p>	<p>CONFORMACION DE TALUDES Relleno con material propio para la formación de diques y zonas de relleno compactado mecánicamente de acuerdo a especificaciones</p>	<p>m³</p>	<p>17628</p>
<p>.07</p>	<p>Eliminación de material sobrante a la distancia de 1 Km.</p>	<p>m³</p>	<p>19500</p>
<p>.08</p>	<p>REVESTIMIENTO Impermeabilización y protección de los taludes interiores en contacto con agua mediante una capa de arcilla de 0.10 mt. de espesor</p>	<p>m²</p>	<p>10598</p>

<p>.09</p>	<p>Suministro y colocación de afirmado de arena y arcilla en la excavación de los diques espesor de 0.20 mt. DISPOSITIVO DE ENTRADA Y LINEA DE INGRESO A LAS LAGUNAS</p>	<p>m²</p>	<p>4,500</p>
<p>.10</p>	<p>Dispositivo de entrada, caja de concreto armado, tarrajeado con impermeabilizante LINEA DE INGRESO MOVIMIENTO DE TIERRA</p>		
<p>.11</p>	<p>Excavación manual de zanja en terreno normal, refine, nivelación y conformación de fondos, preparación cama de apoyo, relleno y compactación para tubería de Ø 12", profundidad de 0.70 mt.</p>	<p>ml</p>	<p>11</p>
<p>.12</p>	<p>TUBERIA Suministro a pie de obra de tubo de A-C Ø 12" clase 75, tendido y colocación de tubería, doble prueba hidráulica.</p>	<p>ml</p>	<p>26</p>
<p>.13</p>	<p>Obras Civiles: Excavación manual, concreto armado, tarrajeo con impermeabilizante</p>		

	VARIOS	Unid.	2
.14	Compuerta de madera de 0.40 x 0.30 x 1"	Unid.	2
.15	Vertedero metálico de 2.10 x 0.30 x 3/16"	Unid.	1
.	DISPOSITIVO DE INTERCONEXION DE LAS LAGUNAS		
.16	Excavación manual de zanjas para tubería de AC-Ø 12" y cajas de interconexión	m ³	40
.17	Refine, nivelación, cama de apoyo, doble prueba hidráulica para tubería de Ø 12"	ml	28
.18	Concreto armado, para cajas de válvula, tarrajeado con impermeabilizante		
.19	Suministro a pie de obra de tubería de A -C Clase 75 Ø 12"	ml	29
.20	Suministro y acomodo de piedra de 0.30 mt. de tamaño como mínimo, con mezcla 1 : 10	m ³	15
.21	Dado de apoyo de madera de 0.25 x 0.30 x 0.20	Unid.	8
.22	Válvula tipo compuerta de vástago fijo Ø 12"	Unid.	2
.23	Rejilla metálica	Unid.	2

<p>.24</p>	<p>DISPOSITIVO DE SALIDA DUCTO DE SALIDA Y PASARELA Excavación manual, muro y losas de concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, tarrajado con impermeabilizante LINEA DE SALIDA Excavación manual de zanja, refine nivelación, cama de apoyo, suministro de tubería con creto armado clase I de $\varnothing 12''$, relleno y compactación a profundidad de 2.10 mt.</p>	<p>ml.</p>	<p>39</p>
<p>.26</p>	<p>CANAL DE DISPOSITIVO FINAL Excavación manual, concreto armado $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ y tarrajado con impermeabilizante (1 : 3) espesor e cms.</p>		

PRESUPUESTO DE OBRAS DEL PROYECTO DE REHABILITACION

I PRESUPUESTO "PRIMERA FASE" : PIURA Y CASTILLA

A.- Distrito de Castilla:

1.00	Colectores de Relleno	438'668,441.=
2.00	Colectores Primarios	329'242,073.=
3.00	Estación de Bombeo "Castilla"	
	I.- Obras Civiles	81'654,029.=
	II.- Equipamiento e Instalación Electromecánica.	127'049,381.=
4.00	Restauración de la Estación de Bombeo "El Cortijo"	56'996,725.=
	SUB TOTAL "A"	<u>1,033'610,649.=</u>

B.- Distrito de Piura:

5.00	Colectores de Relleno	482'273,811.=
6.00	Colectores Primarios	548'915,283.=
7.00	Restauración de la Estación de Bombeo "San Martín".	49'278,196.=
8.00	Restauración de la Estación de Bombeo "Piura".	93'680,531.=
	SUB TOTAL "B"	<u>1,174'147,821.=</u>

SUBTOTAL 1 = SUBTOTAL A + SUBTOTAL "B"

SUBTOTAL "1" 2,207'758,470.=

II PRESUPUESTO SEGUNDA FASE: "PIURA"

9.00	Colectores de Relleno	699'503,559.=
10.00	Colectores Troncales	649'430,972.=
11.00	Obras Complementarias	243'873,247.=
	SUBTOTAL "2"	<u>1,592'807,778.=</u>

/...

III PRESUPUESTO TERCERA FASE: "CASTILLA"

12.00	Colectores de Relleno	786'066,179.=
13.00	Colectores Primarios	426'709,520.=
14.00	Obras Complementarias	244'900,705.=
	SUBTOTAL "3"	<u>1,457'676,404.=</u>

IV PRESUPUESTO LINEA DE IMPULSION Y LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE CASTILLA.

15.00	Líneas de Impulsión	850'860,854.=
16.00	Lagunas de Estabilización	559'859,084.=
	SUBTOTAL "4"	<u>1,410'719,938.=</u>

TOTAL = SUBTOTAL "1" + SUBTOTAL "2" + SUBTOTAL "3" + SUBTOTAL "4"

TOTAL S/. 6,668'962,590.=

SON: SEIS MIL SEISCIENTOS SESENTIOCHO MILLONES NOVECIENTOS SESENTIDOS MIL QUINIENTOS NOVENTA Y 00/100 SOLES ORO.

FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE DE PRECIOS DE LAS REDES DE
COLECTORES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA

I.- PARTIDAS GENERICAS QUE COMPRENDE:

- . Obras Provisionales
- . Obras Preliminares
- . Excavación de Zanjas
- . Entibado o Tablaestacado Metálico
- . Refine y Nivelación
- . Cama de Apoyo
- . Relleno y Compactación de Zanja
- . Eliminación de Desmonte
- . Suministro de Tuberías
- . Tendido y Colocación
- . Doble Prueba Hidráulica
- . Buzones
- . Obras Complementarias
- . Pilotes en la Red
- . Pilotes en los Buzones

II.- FORMULA POLINOMICA:

$$K = 0.127 \frac{MOr}{MOo} + 0.090 \frac{ACr}{ACo} + 0.102 \frac{Cr}{Co} + 0.115 \frac{EJr}{EJo} +$$
$$0.119 \frac{EMr}{EMo} + 0.112 \frac{CSr}{CSo} + 0.135 \frac{TCRr}{TCRo} + 0.20 \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde:

K	=	Coeficiente de Reajuste de Precios	
MO	=	Mano de Obra (47)	
AC	=	Acero de Construcción	(03)
C	=	Cemento	(21) 45 %
		- Madera	(43) 13 %
		- Agregados	(05) 42 %

EI = Equipos Importados (49)
EM = Equipos Nacionales
TCS = Tubería de Concreto Simple Normalizado (69)
TCR = Tubería de Concreto Reforzado (70)
GGU = Gastos Generales y Utilidades (39)

FORMULA POLINOMICA DE LA LINEA DE IMPULSION
DE DESAGUES DE CASTILLA

I.- PARTIDAS QUE COMPRENDE:

- . Obras Provisionales
- . Obras Preliminares
- . Excavación de Zanjas
- . Refine y Nivelación
- . Cama de Apoyo
- . Relleno y Compactación de Zanjas
- . Eliminación de Desmonte
- . Suministro de Tuberías
- . Tendido y Colocación
- . Doble Prueba Hidráulica
- . Cámara Rompe Carga
- . Válvulas de Purga de Aire
- . Cruce de Canal Chira-Piura "Los Ejidos"

II.- FORMULA POLINOMICA

$$K = 0.068 \frac{MOr}{MOo} + 0.061 \frac{ENr}{ENo} + 0.054 \frac{EIr}{EIo} + 0.617 \frac{TACr}{TACo} + 0.200 \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde:

K = Coeficiente de Reajuste

MO = Mano de Obra (47)

EN = Equipo Nacional (48)

EI = Equipo Importado (49)

TAC = Tubería Asbesto - Cemento (66)

GGU = Gastos Generales y Utilidades (39)

BIBLIOGRAFIA

- Censo Nacional 1981 para el Departamento de Piura, Instituto Nacional de Estadística.
- Plan Institucional de la Unidad Operativa SENAPA PIURA-TUMBES.
- Estudio de la Cuenca Hidrogeológica del Valle de Piura, elaborado por AMSA.
- Datos Estadísticos de Condiciones Sanitarias, Ministerio de Salud.
- Hidrología, Dr. Medardo Molina (U.N.A.)
- Hidrología General para Ingenieros, Linsley
- Abastecimiento de Agua Potable Simón Arocha
- Manual Hidráulica Azevedo Netto
- Copias del Curso de Alcantarillado y Drenaje Pluvial del Ing. J. Salinas Cáceres.
- Reglamento Nacional de Construcciones
- Revista Técnica sobre Equipo de Bombeo de Desagues (D.A.E.)
- Curso de Lagunas de Estabilización (CEPIS)
- Curso de Tratamiento de Desagues de la OPS, dictado en la República del Ecuador.