

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO DE REDISEÑO Y AMPLIACIÓN DE  
LOS SISTEMAS DE DESAGUE DE LAS CIUDADES  
DE LUYA Y LÁMUD - AMAZONAS

TOMO I

**TESIS**

Para optar el Título Profesional de  
**INGENIERO CIVIL**

MIRKO ENRIQUE SANTILLÁN HERRERA

Lima - Perú  
2001

A mi abuelito Oscar, que durante su permanencia supo cimentar las bases de mi formación profesional y desde allí donde se encuentre siempre guiará mi camino.

A mi abuelita Luz Angélica por regalarme muchos años de su vida, amor y cariño en pos de alcanzar mis metas.

A mis padres Polo y Gloria por su inagotable perseverancia y apoyo en mi vida profesional, y la confianza y cariño brindados en los momentos de dura lucha.

A Kathya, mi hermanita, por ser la fuente de alegría y optimismo que alimenta mi espíritu y lo fortalece para la lucha cotidiana ante las adversidades de la vida.

Al sincero y leal amigo, Segundo,  
que me permitió compartir las  
alegrías y tristezas, los éxitos y  
los fracasos, propios de los largos  
años de estudios.

A los amigos, Oriol, Welmer,  
Asunción, Silvia, Emma y Milagros,  
por la gratitud de su amistad leal y  
desinteresada.

## **AGRADECIMIENTOS ESPECIALES**

Al Dr. Ing. Carlos Ibañez Burga, por sus sabios consejos y enseñanzas, así como el tiempo amablemente brindado en la asesoría de éste trabajo.

A mi primo, Emerson, por su valiosa colaboración y apoyo constante en la elaboración del presente trabajo.

A Kathya, cuya corta edad no significó impedimento alguno para aportar su granito de arena en la finalización de la tesis.



## **ABSTRACTO**

El trabajo que a continuación se presenta, describe el diseño de las redes de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud, ubicadas en la Provincia de Luya, Departamento de Amazonas, y vinculadas estrechamente por la proximidad entres ambas.

El análisis poblacional ha sido realizado en base a la información estadística de los censos poblacionales de los años 1961, 1972, 1981 y 1993.

Igualmente se ha procedido al estudio de las precipitaciones pluviales en la zona por ser significativas y un porcentaje de las mismas se ha considerado como aporte al caudal de diseño que por el método del colector contribuyente se ha adoptado.

El diseño de las redes de desagüe sanitario ha sido hecho utilizando la norma del R.N.C. correspondiente a "Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas" habiéndose utilizado para el diseño hidráulico la Ecuación de Manning, tuberías perfiladas de PVC RIB-LOC ( $n=0.010$ ) y buzones de inspección de concreto armado y simple según sea el caso.

Por condiciones topográficas se tuvo la necesidad de utilizar estaciones de bombeo para pasar los desagües de la población de la margen izquierda a la margen derecha del río Jucusbamba, en forma parcial en la ciudad de Luya y en forma total en la ciudad de Lámud.

El destino final de las aguas residuales de ambas ciudades como está establecido, es su tratamiento en base a Lagunas de Estabilización del tipo Facultativo para lograr la remoción total de parásitos, bacterias y virus patógenos: evitando así la contaminación no sólo de los cursos de agua sino de los terrenos de cultivo, y su reuso para incrementar la actividad agropecuaria, desde los cultivos agrícolas hasta la forestación.

# INDICE

	<b>PAGINA</b>
<b>ABSTRACTO</b>	
<b>RELACION DE CUADROS</b>	
<b>RELACION DE GRAFICOS</b>	<b>V</b>
<b>RELACION DE TABLAS</b>	<b>VII</b>
<b>RELACION DE FOTOGRAFIAS</b>	<b>VIII</b>
<b>INTRODUCCION</b>	<b>IX</b>
<b>CAPITULO I : GENERALIDADES</b>	
1.0.0 Objetivo del estudio.	1
1.1.0 Ubicación Geográfica.	2
1.2.0 Topografía.	8
1.3.0 Hidrografía.	9
1.4.0 Clima.	12
1.5.0 Tipo de población.	16
1.6.0 Vías de Comunicación.	23
1.7.0 Características de las localidades de Luya y Lámud.	26
1.7.1 Trazo urbano	26
1.7.2 Sectorización actual.	27
1.8.0 Servicios públicos.	32
1.9.0 Demografía.	45
<b>CAPITULO II : DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS ACTUALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE</b>	
2.0.0 Servicio de Agua Potable.	48
2.1.0 Servicio de Desagüe.	52

### **CAPITULO III : CONSIDERACIONES BASICAS EN UN DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

3.0.0	Parámetro de diseño.	60
3.1.0	Período de diseño.	60
3.2.0	Determinación del período de diseño.	61
3.2.0.1	Criterios para fijar el período de diseño.	61
3.2.0.2	Factores determinantes para el período de diseño	61
3.2.1	Fijación del período de diseño.	63
3.2.2	Cálculo del período de diseño para los sistemas de alcantarillado en las ciudades de Luya y Lámud.	66
3.3.0	Crecimiento poblacional.	68
3.3.1	Métodos Gráficos.	69
3.3.1.1	Método de Tendencias.	69
3.3.2	Métodos Matemáticos.	73
3.3.2.1	Método geométrico.	74
3.3.2.2	Método de Interés Simple.	76
3.3.2.3	Método de los incrementos variables.	78
3.3.2.4	Método de los Mínimos cuadrados con crecimientos porcentuales de aritmética.	80
3.3.3	Método racional.	97
3.3.3.1	Cálculo del crecimiento poblacional por el método racional de la ciudad de Luya.	98
3.3.3.2	Cálculo del crecimiento poblacional por el método racional de la ciudad de Lámud.	101
3.3.4	Determinación Final de la población de diseño para las ciudades de Luya y Lámud.	104
3.4.0	Dotación.	109
3.5.0	Variaciones de consumo.	112
3.5.1	Caudal promedio anual de la demanda( $Q_p$ ).	112
3.5.2	Caudal máximo anual diario( $Q_{md}$ ).	112
3.5.3	Caudal máximo anual horario( $Q_{mh}$ ).	113

3.5.4	Relación desagüe/agua o factor de reingreso "C".	114
3.5.5	Gasto máximo horario o gasto máximo de desagüe( $Q_{mhd}$ )	115
3.6.0	Cálculo del caudal de diseño para los sistemas de alcantarillado en las ciudades de Luya y Lámud.	115
3.7.0	Estudio de l caudal de precipitación.	116
3.7.1	El método racional.	117
3.7.1.1	Coeficiente de escorrentía "C"	118
3.7.1.2	Intensidad de precipitación.	121
	I Cálculo de la precipitación de diseño.	121
	II Saltos y tendencias en la media.	125
	III Funciones de probabilidad.	131
	IV Límites de aplicabilidad y selección de la función de distribución de probabilidad.	148
	V Selección de la función de distribución.	160
	VI Intensidad de precipitación de diseño.	161

## **CAPITULO IV : DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

4.1.0	Diseño del sistema de alcantarillado.	162
4.2.0	Tipo de sistema de alcantarillado.	162
4.3.0	Tipo del trazado del sistema de alcantarillado.	163
4.4.0	Componentes del sistema de alcantarillado.	163
4.4.1	Redes de distribución.	163
4.4.2	Cámaras de inspección.	164
4.5.0	Determinación del caudal de diseño.	166
4.5.1	Aportes de agua a la red de alcantarillado.	166
4.5.1.1	Aguas servidas.	166
4.5.1.2	Aguas de infiltración.	167
4.5.1.3	Aguas Pluviales.	168
4.6.0	Del cálculo hidráulico	169
4.6.1	Consideraciones para el cálculo Hidráulico.	169
4.6.2	Elementos hidráulicos de las tuberías parcialmente llenas.	174

4.6.3 Cálculo hidráulico de los sistemas de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud.	174
4.7.0 De los sistemas de bombeo.	211
4.7.1 Ubicación.	211
4.7.2 Componentes de una estación de bombeo.	212
4.8.0 Diseño de la estación de bombeo de la ciudad de Luya	228
4.8.1 Diseño de la cámara de rejás.	228
4.8.2 Diseño de la cámara de recolección.	233
4.8.3 Diseño de la línea de impulsión.	236
4.9.0 Diseño de la estación de bombeo de la ciudad de Lámud.	246
4.9.1 Diseño de la cámara de rejás.	246
4.9.2 Diseño de la cámara de recolección.	251
4.9.3 Diseño de la línea de impulsión.	253

## **CAPITULO V : DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.**

5.0.0 Definición y características generales de los sistemas de tratamiento.	260
5.0.1 Pretratamiento.	261
5.0.2 Tratamiento primario.	262
5.0.3 Tratamiento secundario.	264
5.0.4 Desinfección.	268
5.0.5 Tratamiento terciario.	269
5.1.0 Criterios de selección de alternativa de tratamiento.	270
5.1.1 Objetivo de calidad del afluente.	271
5.1.2 De los otros criterios de selección.	279
5.2.0 Selección de alternativa de tratamiento para las aguas residuales de las ciudades de Luya y Lámud.	281
5.3.0 Diseño de las lagunas de estabilización en la ciudad de Luya.	282
5.3.1 Evaluación del cuerpo receptor.	282
5.3.2 Cálculo de la eficiencia de remoción.	284

5.3.3	Diseño de la estructura de rebose para el caso de aguas pluviales.	284
5.3.4	Diseño de la cámara de rejas.	286
5.3.5	Diseño de medidor Pershall.	289
5.3.6	Diseño de las lagunas facultativas.	291
5.3.6.1	Descripción de los parámetros de diseño en lagunas Facultativas para la ciudad de Luya.	291
5.3.6.2	Diseño de las lagunas facultativas.	303
5.3.7	Evaluación de las condiciones finales del cuerpo receptor.	313
5.4.0	Diseño de las lagunas de estabilización en la ciudad de Lámud.	314
5.4.1	Evaluación del cuerpo receptor de agua.	314
5.4.2	Cálculo de la eficiencia de remoción requerida por Coliformes.	316
5.4.3	Diseño de la estructura de rebose para el caso de aguas pluviales.	317
5.4.4	De la Cámara de rejas.	318
5.4.5	Diseño de Medidor Parshall.	318
5.4.6	Diseño de las lagunas facultativas.	
5.4.7	Evaluación de las condiciones finales del cuerpo receptor.	

## **CAPITULO VI : ANALISIS DE COSTOS, METRADOS Y PRESUPUESTOS**

6.0.1	Del Presupuesto	332
-------	-----------------	-----

## **CAPITULO VII : ESPECIFICACIONES TECNICAS.**

7.0.1	De las Excavaciones.	377
7.0.2	Del Relleno y Compactación.	381
7.0.3	De las Instalaciones de Colectores y Emisores de Alcantarillado.	384
7.0.4	De las Conexiones Domiciliarias de Desagüe.	388
7.0.5	De las Obras de Concreto.	393
7.0.6	De las Estaciones de Bombeo.	408
7.0.7	De las Lagunas de Estabilización.	409

**CAPITULO VIII : RESUMEN Y CONCLUSIONES**

8.1.0 Resumen 411

8.2.0 Conclusiones 417

**REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS. 421**

## RELACION DE CUADROS

CUADRO N°	TITULO	PAGINA N°
01	Distribución Provincial del Departamento de Amazonas.	02
02	Coordenadas Geográficas de las Ciudades de Luya y Lámud.	08
03	Evaluación de daños ocasionados en la inundación de la Ciudad de Luya por el río Jucusbamba el 02-11-93.	11
04	Evaluación de daños ocasionados en la inundación de la Ciudad de Lámud por el río Jucusbamba el 02-11-93.	11
05	Medidas de Temperatura Media Mensual (°C) en la Estación Chachapoyas en el año 1997.	12
06	Medidas de Precipitación Media Mensual (mm/mes) Estación Chachapoyas entre los años 1979-1993.	15
07	Atractivos Turísticos: Fiestas Tradicionales de la ciudad de Luya.	18
08	Atractivos Turísticos: Zonas Arqueológicas de la ciudad de Luya.	18
09	Servicios Turísticos de la ciudad de Luya.	18
10	Atractivos Turísticos: Fiestas Tradicionales de la ciudad de Lámud.	19
11	Atractivos Turísticos: Zonas Arqueológicas de la ciudad de Lámud.	19
12	Servicios Turísticos de la ciudad de Lámud.	19
13	Indicadores de Trabajo y empleo en 1993 en el Distrito de Luya.	21
14	Indicadores de Trabajo y empleo en 1993 en el Distrito de Lámud.	21
15	Distribución de las áreas según su uso en las ciudades de Luya y Lámud.	29
16	Servicios Básicos de Vivienda en 1993 de los Distritos de Luya y Lámud.	41
17	Datos Censales del Distritos de Luya entre los años 1961-1993.	45
18	Datos Censales del Distritos de Lámud entre los años 1961-1993.	45
19	Características de la Población Censal en 1993 de los Distritos de Luya y Lámud.	46
20	Período de Diseño para los diversos componentes de un sistema de alcantarillado	64
21	Valores del Factor de Economía de la Escala “□” para los diversos componentes de un sistema de alcantarillado.	65
22	Cálculo de los períodos óptimos de diseño para los componentes de los sistemas de alcantarillado de las Ciudades de Luya y Lámud.	67
23	Datos Censales de la ciudad de Luya entre los años 1961-1993.	69
24	Datos Censales de la ciudad de Lámud entre los años 1961-1993.	71
25	Datos Censales de la ciudad de Luya entre los años 1961-1993.	82



26	Cálculo del crecimiento Poblacional de la ciudad de Luya utilizando el Método Geométrico.	83
27	Cálculo del crecimiento Poblacional de la ciudad de Luya utilizando el Método de Interés Simple.	84
28	Poblaciones Intercensales equidistantes cada 10 años de la ciudad de Luya.	85
29	Cálculo del Crecimiento Poblacional de la Ciudad de Luya utilizando el Método de Incremento Variable.	85
30	Cálculo del crecimiento Poblacional de la ciudad de Luya utilizando el Método de los Mínimos Cuadrados de Incremento Porcentuales admitiendo crecimientos Aritmético ( $y = a + bx$ ).	87
31	Cálculo de la población para el año 2022 en la ciudad de Luya.	88
32	Datos Censales de la ciudad de Lámud entre los años 1961-1993.	89
33	Cálculo crecimiento del crecimiento Poblacional de la Ciudad de Lámud utilizando el Método Geométrico.	91
34	Cálculo del crecimiento Poblacional de la ciudad de Lámud utilizando el Método de Interés Simple.	92
35	Poblaciones Intercensales Equidistantes cada 10 años de la ciudad de Lámud.	93
36	Cálculo del Crecimiento Poblacional de la Ciudad de Lámud utilizando el Método de Incremento Variable.	93
37	Cálculo del crecimiento Poblacional de la ciudad de Lámud utilizando el Método de los Mínimos Cuadrados de Incremento Porcentuales admitiendo crecimientos Aritmético ( $y = a + bx$ ).	95
38	Cálculo de la población para el año 2022 en la ciudad de Lámud.	96
39	Datos de Nacimientos y Defunciones registradas en la ciudad de Luya.	99
40	Cálculo del crecimiento poblacional de la Ciudad de Luya utilizando el Método Racional.	100
41	Datos de Nacimientos y Defunciones registradas en la ciudad de Lámud.	102
42	Cálculo del crecimiento poblacional de la Ciudad de Lámud utilizando el Método Racional.	103
43	Determinación de la Población de Diseño para la Ciudad de Luya.	106
44	Dotación diaria por habitante según el R.N.C.	111
45	Coefficiente de Variación Horaria k2 respecto al caudal promedio.	113
46	Factor de Reingreso o Relación desagüe- agua.	114

47	Valores de Coeficiente de Escorrentía “C”, de acuerdo a las características de la superficie utilizada en el Método Racional.	119
48	Valores de Coeficiente de Escorrentía “C”, de acuerdo a la Zonificación del área utilizadas en el Método Racional.	120
49	Medidas de Precipitación Media Mensual (mm /mes).	122
50	Valores Referenciales para el cálculo de los Parámetros de la ecuación de regresión Lineal Simple.	127
51	Ajuste de una Distribución Normal a la Precipitación Máxima Mensual en las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993.	134
52	Ajuste de una Distribución LogNormal a la Precipitación Máxima Mensual en las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993.	137
53	Ajuste de una Distribución Pearson III a la Precipitación Máxima Mensual en las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993.	142
54	Selección de la Distribución de Probabilidad que más se ajusta a la precipitación Máxima Anual de las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993, utilizando el Método del Error Cuadrático Mínimo.	150
55	Selección de la Distribución de Probabilidad que más se ajusta a la precipitación Máxima Anual de las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993, utilizando el Método Chi $x^2$ .	153
56	Verificación de la Aceptación de las Funciones de dos parámetros al aplicar la prueba $x^2$ .	155
57	Selección de la Distribución de Probabilidad que más se ajusta a la Precipitación Máxima Anual de las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993, utilizando la prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov- Smirnov.	158
58	Verificación de la Aceptación de las Funciones de probabilidad al Aplicar la Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov- Smirnov.	159
59	Selección de la Función de Distribución que más se ajusta a la curva de Precipitación Máxima Anual de las ciudades de Luya y Lámud, 1979-1993.	160
60	Cálculo de Intensidades de Precipitación para diversos Tiempos de Retorno usando la Función Gumbel.	161
61	Espaciamiento Máximo de Colectores de Acuerdo al Diámetro establecido por el R.N.C.	165
62	Cálculo del Caudal de Aguas Servidas para los Sistemas de Alcantarillado de las ciudades de Luya y Lámud.	167

63	Cálculo del Caudal de Aguas Pluviales para los Sistemas de Alcantarillado de las ciudades de Luya y Lámud.	168
64	Cálculo del Caudal de Diseño para los Sistemas de Alcantarillado de las ciudades de Luya y Lámud.	169
65	Pendientes Mínimas y Máximas para diferentes diámetros de tuberías RIB LOC ( $n = 0.010$ ) que trabajan a tubo lleno.	174
66	Formato para el Cálculo Hidráulico de las redes de desagüe.	180
67 al 76	Cálculo Hidráulico de la Red de Alcantarillado de la ciudad de Luya.	185-194
77 al 92	Cálculo Hidráulico de la Red de Alcantarillado de la ciudad de Lámud.	195-210
93	Eficiencias para diferentes aberturas entre rejas.	216
94	Limites de calidad de agua para cada tipo de uso según la ley general de aguas.	272
95	Niveles de tratamiento de aguas residenciales requeridos para diversos tipos de cultivo según la ley general de aguas.	274
96	Grado de tratamiento alcanzado según diferentes procesos.	275
97	Costos de plantas de tratamiento de agua residuales (US\$/M <sup>3</sup> de agua residual tratada).	279
98	Característica de los procesos de tratamiento de aguas residuales más comunes.	280
99	Coefficientes de Conductividad Hidráulica (K) para diversos tipos de suelos.	
100	Características finales de las lagunas de estabilización en las ciudades de Luya y Lámud.	

## RELACION DE GRAFICOS

GRAFICO N°	TITULO	PAGINA
01	Ubicación Geográfica del Departamento de Amazonas.	03
02	Distribución Provincial del Departamento de Amazonas.	04
03	Distribución Distrital de la Provincia de Luya.	06
04	Plano de las ciudades de Luya y Lámud.	07
05	Ubicación Altimétrica de la Provincia de Luya en el Perú.	10
06	Ubicación Climática de la Provincia de Luya en el Perú.	14
07	Referencia Porcentual PEA desocupada de la Provincia de Luya.	22
08	Acceso de la Provincia de Luya a la red Vial nacional.	24
09	Acceso de la Provincia de Luya a las vías Terrestres y aéreas del Departamento de Amazonas.	25
10	Sectorización Actual de la Provincia de Luya.	30
11	Sectorización Actual de la Provincia de Lámud.	31
12	Tasa de crecimiento promedio Anual de la Provincia de Luya.	42
13	Densidad Poblacional de la Provincia de Luya.	43
14	Porcentaje de Analfabetismo en la Provincia de Luya.	44
15	Sistema de Abastecimiento de Agua Actual de la Ciudad de Luya	50
16	Sistema de Abastecimiento de Agua Actual de la Ciudad de Lámud	51
17	Sistema de Alcantarillado Actual de la Ciudad de Luya	55
18	Punto de descarga Actual de desagüe de la ciudad de Luya – Sector Este.	56
19	Punto de descarga Actual de la ciudad de Luya – Sector oeste.	57
20	Sistema de Alcantarillado Actual de la Ciudad de Lámud.	58
21	Punto de descarga Actual de desagüe de la Ciudad de Lámud.	59
22	Cálculo de Crecimiento Poblacional de la Ciudad de Luya utilizando el Método de Tendencias.	70
23	Representación Gráfica de los Datos Censales de la Ciudad de Lámud entre los años 1961-1993.	72
24	Comportamiento Gráfico del crecimiento poblacional de una ciudad.	
25	Representación Gráfica de los Datos Censales de la Ciudad de Lámud entre los años 1972-1993.	90
26	Representación Gráfica del crecimiento poblacional de la ciudad de Luya.	105

27	Precipitaciones Máximas Mensuales Registradas en la Estación Chachapoyas entre los años 1979-1993.	123
28	Precipitaciones Máximas Anuales Registradas en la Estación Chachapoyas entre los años 1979-1993.	124
29	Representación Gráfica de la Tendencia Lineal Simple para las precipitaciones Máximas Anuales de la Estación Chachapoyas.	128
30	Representación Gráfica del Ajuste de una Distribución Normal a la precipitación Máxima Anuales de las Ciudades de Luya y Lámud.	135
31	Representación Gráfica del Ajuste de una Distribución LogNormal a la precipitación Máxima Anual en las Ciudades de Luya y Lámud.	138
32	Representación Gráfica del Ajuste de una Distribución Pearson III a la precipitación Máxima Anual en las Ciudades de Luya y Lámud.	143
33	Representación Gráfica del Ajuste de una Distribución Gumbel a la precipitación Máxima Anual en las Ciudades de Luya y Lámud.	147
34	Esquema del sistema de bombeo de la ciudad de Luya.	229
35	Esquema del perfil de la línea de Impulsión - Luya	237
36-38	Abacos para la elección de bomba HIDROSTAL.	242-244
39	Esquema del sistema de bombeo de la ciudad de Lámud .	247
40	Esquema del perfil de la línea de Impulsión – Lámud.	255
41	Esquema de Secciones de Laguna Predimensionada – Luya.	306
42	Esquema de Secciones de Laguna Secundaria – Luya.	311
43	Esquema de Secciones de Laguna Predimensionada – Lámud.	322
44	Esquema de Secciones de Laguna Secundaria – Lámud.	326

**RELACION DE TABLAS**

<b>TABLA N°</b>	<b>TITULO</b>	<b>PAGINA</b>
	Distribución "T" student.	130
II	Distribución Normal	133
III	Distribución Chi-Cuadrado.	140
IV	Valores de "u <sub>y</sub> " y "δ <sub>y</sub> ".	145
V	Valores de la función de probabilidad $\chi^2$ para diversos números parámetros con $\alpha=0.05$ .	155
VI	Valores críticos "d" para la prueba de bondad de ajuste kolmogorov-Smirnov.	157
VII	Elementos geométricos de una sección circular.	176
VIII	Relación entre $y/D_0$ , $v/V_0$ , $Q/Q_0$ .	177-179
IX	Tabla HIDROSTAL para el Diseño de la Bomba.	245
X	Dimensiones (en cm.) y caudales en (m <sup>3</sup> /s) de los medidores Parshall.	290

**RELACION DE FOTOGRAFIAS**

<b>FOTOGRAFIA N°</b>	<b>TITULO</b>	<b>PAGINA</b>
01	Vista Panorámica de la Ciudad de Luya.	1-I
02	Vista Panorámica de la Ciudad de Lámud.	1-I
03	Vista Panorámica de Cercanía entre ciudades de Luya y Lámud.	6-I
04	Cauce Natural del río Jucusbamba.	9-I
05	Reservorio del Sistema Abastecimiento de Agua – Luya.	52-I
06	Reservorios del Sistema de Abastecimiento de Agua – Lámud.	52-I
07	Reservorio del Sistema de Bombeo de Agua – Lámud	52-II
08	Descarga de aguas servidas – Margen Derecha – Luya.	54-I
09	Descarga de aguas servidas – Margen Izquierda – Luya.	54-I
10	Descarga de aguas servidas de la ciudad de Lámud.	54-II

## **INTRODUCCIÓN**

Presento este trabajo, denominado, "PROYECTO DE REDISEÑO Y AMPLIACIÓN DE LAS REDES DE DESAGÜE DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD", en el que se ha realizado un estudio minucioso de las zonas del proyecto, para establecer parámetros de diseños concordantes con la realidad de los mismos, y proporcionales de esta manera una adecuada alternativa de solución a los sistemas de alcantarillado de ambas ciudades.

La motivación principal para realizar este proyecto, es el de contribuir a las ciudades que me albergaron durante mis primeros años, y plantear una solución definitiva a los problemas de saneamiento existentes en las localidades de Luya y Lámud permitiendo de ésta manera elevar el nivel de vida de los pobladores y tratar de recuperar el equilibrio ecológico, que por muchos años se ha visto afectado como consecuencia de la descarga continua de aguas servidas hacia el río Jucusbamba, el cual discurre a lo largo de ambas ciudades.

La finalidad del trabajo puede resumirse en dos aspectos fundamentales:

- 1° Colectar adecuadamente las aguas domésticas y un porcentaje de las aguas de lluvia, fenómeno típico de la zona del proyecto; y
- 2° Darles un adecuado tratamiento para de este modo poder ser descargado en el cuerpo receptor (río Jucusbamba) y no contaminarla ó en todo caso ser utilizadas como agua de regadío en épocas de verano.

El presente trabajo consta de ocho capítulos, los cuales se han tratado de desarrollarlos con la mayor amplitud posible, pero tomando en cuenta los aspectos más relevantes e importantes de cada uno de ellos, los cuales han sido agrupados en cuatro bloques; cuya descripción se indica a continuación:



Bloque I - Comprende los capítulos I y II que hace referencia de las características generales de las ciudades en estudio.

Bloque II .- Abarca los capítulos III y IV en los cuales se muestran las consideraciones básicas en el diseño de un sistema de alcantarillado y la aplicación de los mismos en las ciudades de Luya y Lámud.

Bloque III .- Trata del capítulo V que contiene el sistema de tratamiento que se dará a las aguas residuales evacuadas.

Bloque IV .- Describe los capítulos Vi, VII y VIII que trata sobre el costo total del proyecto y de las consideraciones que se debe tener presente al momento de llevarse a cabo la ejecución del mismo, descritas en las especificaciones técnicas y finaliza con el resumen y conclusiones a las que se ha llegado después de resolver el problema planteado.

En el capítulo I, se busca fundamentalmente situarnos dentro del ámbito de estudio, para lo cual primeramente establecemos la ubicación geográfica de las ciudades de Luya y Lámud, y enseguida realizamos una sinopsis de las características climáticas, topográficas, hidrográficas, demográficas, socioeconómicas y costumbristas de ambas ciudades.

El capítulo II, contiene la descripción de la situación actual de los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado, mencionando los problemas y deficiencias que estos presentan.

En el capítulo III, se establecen los parámetros de diseño, para lo cual se realiza un estudio de la población de ambas ciudades y de su posible comportamiento en el futuro sustentados en el R.N.C.; se adoptan valores de diseño en cuanto al aporte de aguas servidas al sistema.

Dada la ubicación geográfica y climatológica de las ciudades del proyecto, se hizo necesario considerar un porcentaje de contribución de las aguas de lluvia a la red, para lo cual se hizo un estudio de precipitaciones de la zona, que nos permitirá adoptar un valor representativo.

El capítulo IV, basado en los valores adoptados en el capítulo III, contiene el cálculo final de los caudales de diseño en ambas ciudades, con ayuda de los planos topográficos, y luego de realizar el trazo respectivo, se hizo el cálculo correspondiente de cada uno de los colectores y emisores proyectados. Cabe mencionar la presencia de una estación de bombeo en cada ciudad que nos permitirá evacuar las aguas servidas de una a otra margen del río por condiciones topográficas y de diseño.

En el capítulo V, luego de determinar el tratamiento requerido para las aguas servidas, se evaluó y comparó diversos sistemas de tratamiento, habiéndose adoptado las Lagunas de Estabilización del tipo Facultativo, como el sistema técnico - económico más conveniente, para las ciudades de Luya y Lámud.

Siendo el costo de una obra uno de los aspectos fundamentales de todo proyecto, el capítulo VI se encarga de describir los costos unitarios, metrados y presupuesto general del rediseño y ampliación de los sistemas de alcantarillado de ambas ciudades, considerando precios y rendimientos existentes en las zonas de estudio.

El capítulo VII, nos permite sugerir, aspectos que se deben tomar en cuenta, al momento de ejecutar y llevar a cabo lo indicado en los planos, todo ello se encuentra descrito en las denominadas Especificaciones Técnicas.

Finalmente en el capítulo VIII se muestra un resumen del proyecto, indicando, los aspectos relevantes y fundamentales de cada capítulo; estableciéndose de ésta forma también a las principales conclusiones a las que se ha llegado en la solución del problema planteado.

Siendo innegable la relación directa que tiene cada ser humano con el agua, es necesario concebir un amplio panorama del problema de los sistemas de desagüe, ya que si bien nos preocupamos en como servirnos del agua, es tan importante el tenerla y el de proteger éste recurso natural y permitir que todo ser viviente tenga acceso a ella en condiciones óptimas de salubridad, ésta pues debe ser la meta, no sólo de los proyectos de saneamiento, sino de todos aquellos proyectos que de una u otra manera tengan contacto directo o indirecto con los recursos naturales y el medio ambiente en general.

Tal vez la mayor dificultad para realizar este trabajo, ha sido la topografía variable y cambiante de ambas ciudades, que obligó a adoptar ciertas condiciones de diseño, que en el transcurso del presente trabajo se irán describiendo.

Para finalizar hago llegar mi agradecimiento al profesor Dr. Ing. Carlos Ibáñez Burga, por su desempeño y ahínco en la enseñanza de los cursos de ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO y MECANICA DE FLUIDOS II; así como por la importante asesoría que me ha brindando para la realización de este trabajo; y cuyos consejos y enseñanzas los llevaré siempre presentes en el desenvolvimiento de mi vida personal y profesional.



## CAPITULO I

# ANTECEDENTES

### 1.0.0 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

El presente estudio persigue como objetivo fundamental, el diseñar un nuevo sistema de alcantarillado y su adecuado tratamiento en las localidades de Luya y Lámud, Provincia de Luya, Departamento de Amazonas, por cuanto el actual se encuentra en una etapa inicial de colapso debido a la antigüedad del mismo, ya que fue construido hace 40 años, comprendiéndose pues el extremo deterioro de las tuberías de concreto, y hasta en algunos tramos su destrucción completa; se agrega a ello el problema de evacuación de las aguas pluviales, común en las zonas de la sierra como es nuestro caso particular, el cual a su vez refleja hasta cierto punto la irresponsabilidad de los habitantes al evacuar sus aguas de lluvia hacia el sistema de desagüe, originando en muchas oportunidades diversas obstrucciones, lo que ha contribuido al desarrollo de algunas epidemias en pequeña escala; de antemano el proyecto también implica una contribución a mejorar el nivel de vida de los pobladores de las localidades en estudio.

Las ciudades de Luya y Lámud se encuentran en pleno desarrollo y la infraestructura existente no cubre la totalidad del área urbana; la cual ha experimentado un crecimiento en los últimos años, por lo que es necesario mejorar y ampliar el servicio de alcantarillado; y además darle un adecuado tratamiento a las aguas residuales, evitando de ésta manera la contaminación del río Jucusbamba que



FOTOGRAFIA N° 01

VISTA PANORAMICA DE LA CIUDAD DE LUYA



FOTOGRAFIA N° 02

VISTA PANORAMICA DE LA CIUDAD DE LAMUD





atraviesa ambas localidades, tal como ha venido ocurriendo hasta la fecha, poniendo en grave riesgo la salud de las personas que usan sus aguas como fuente de abastecimiento; y de la población en general al consumir los peces que se extraen y habitan en el mencionado río.

### 1.1.0 UBICACIÓN GEOGRAFICA.

Se comenzará indicando que las ciudades de Luya y Lámud pertenecen a la Provincia de Luya del Departamento de Amazonas, el cual se encuentra ubicado en la zona norte del país, limitando por el Norte con la República de Ecuador, por el Este con el Departamento de Loreto y San Martín, por el Sur con el departamento de La Libertad y por el Oeste con el Departamento de Cajamarca. (Ver Gráfico N° 01)

El Departamento de Amazonas está conformado por 7 provincias a saber. (Ver Gráfico N° 02).

**CUADRO N° 01**  
**DISTRIBUCION PROVINCIAL DEL DEPARTAMENTO DE AMAZONAS**

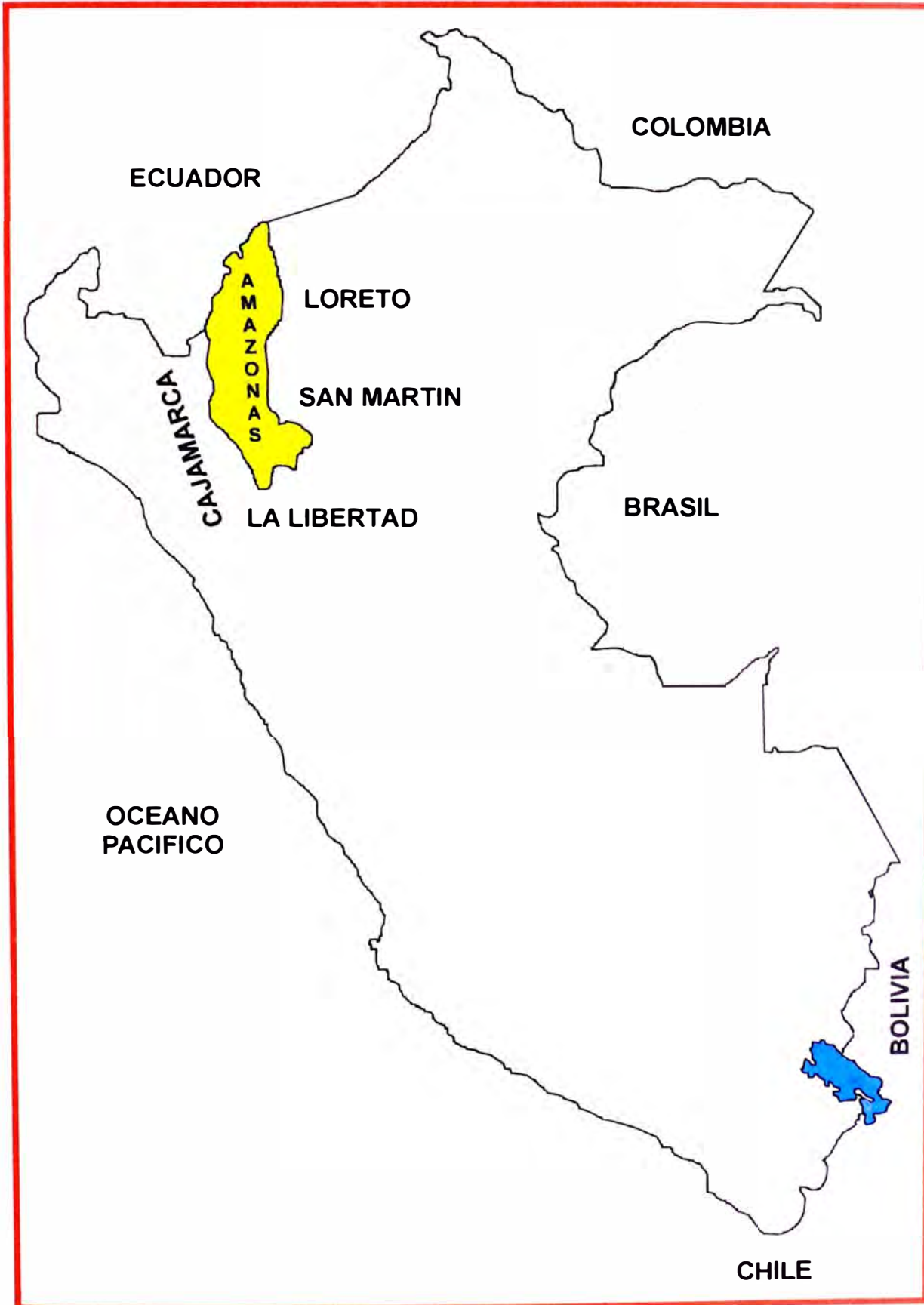
PROVINCIA	CAPITAL	SUPERFICIE (Km <sup>2</sup> )	ALTITUD (m.s.n.m.)	POBLACION (Habitantes)
Bagua	Bagua Chica	5,745.72	420.00	85,014
Bongará	Jumbilla	2,869.65	1,935.00	23,290
Chachapoyas	Chachapoyas	3,312.37	2,335.00	48,749
Condorcanqui	Sta. María de Nieva	17,865.39	230.00	37,917
Luya	Lámud	3,236.68	2,450.00	49,514
Rodríguez de Mendoza	Mendoza	1,648.00	1,648.00	22,718
Utcubamba	Bagua Grande	3,859.93	440.00	116,403

[ 17 ] Fuente : INEI - 1994



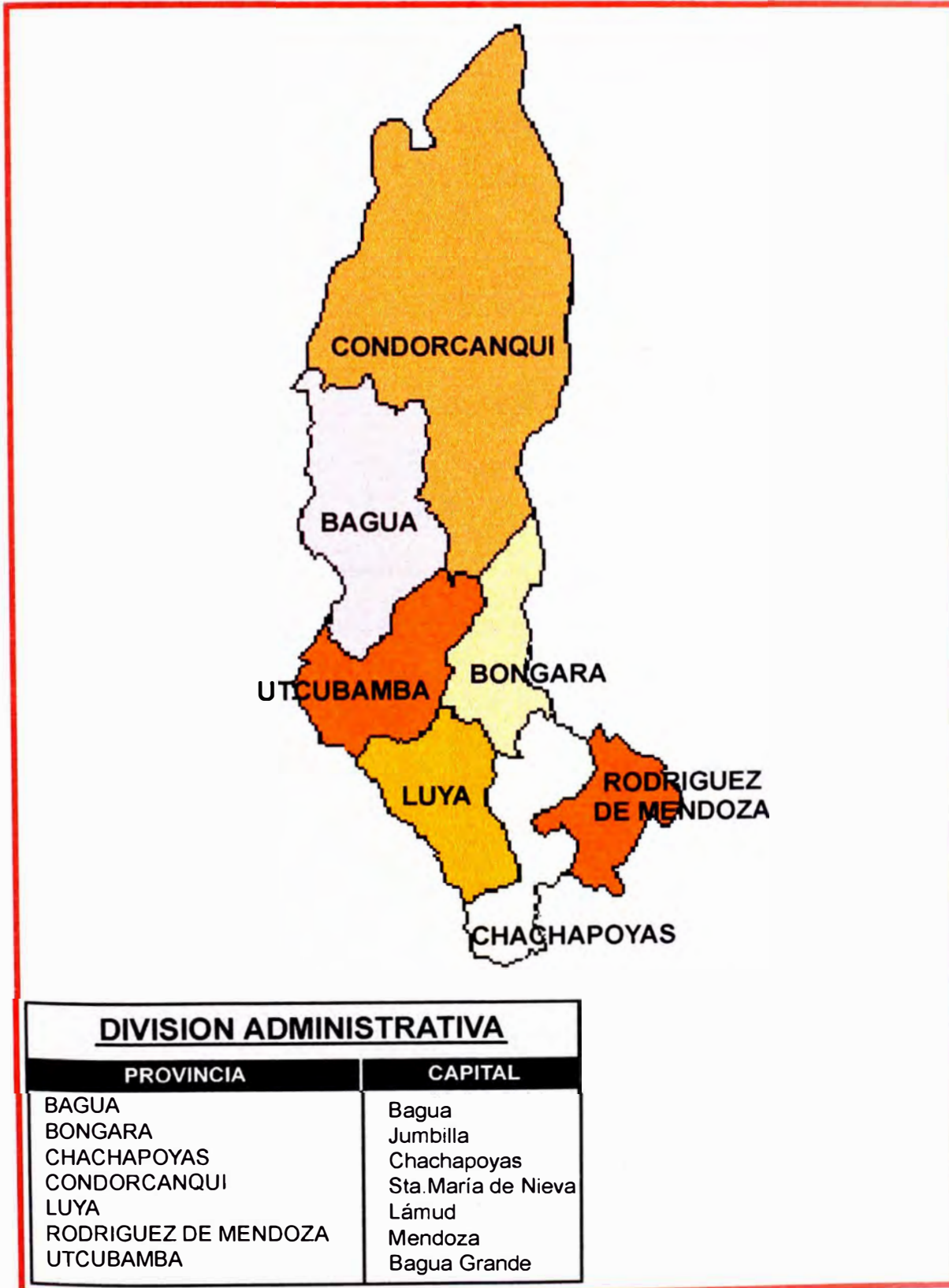
### GRAFICO Nº 01

## UBICACION GEOGRAFICA DEL DEPARTAMENTO DE AMAZONAS





## GRAFICO Nº 02 DISTRIBUCION PROVINCIAL DEL DEPARTAMENTO DE AMAZONAS







## GRAFICO Nº 03 DISTRIBUCION DISTRITAL DE LA PROVINCIA DE LUYA





FOTOGRAFIA N° 03

VISTA PANORAMICA DE CERCANIA ENTRE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD





**CUADRO N° 02**  
**COORDENADAS GEOGRAFICAS DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

CIUDAD	COORDENADAS GEOGRAFICAS		
	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m)
Lámud	06°10'30"	77°52'15"	2410.00
Luya	06°11'35"	77°52'50"	2340.00

Las ciudades de Luya y Lámud, dentro del ámbito provincial, tienen como distritos limítrofes los siguientes:(Ver Gráfico N° 03)

Por el Norte : San Cristóbal y Santa Catalina

Por el Sur : Lonya Chico.

Por el Este : Huancas y Chachapoyas, en la Provincia de  
Chachapoyas.

Por el Oeste : Trita y Conila.

### 1.2.0 TOPOGRAFIA.

La localidad de Lámud tiene una extensión aproximada de 1.28 Km<sup>2</sup>, presentando una topografía bastante accidentada, en sí la ciudad se encuentra desarrollada en las laderas de un cerro, entre las cotas 2305.00 y 2485.00 m.s.n.m.

La localidad de Luya presenta una extensión aproximada de 0.95 Km<sup>2</sup>, se desarrolla en un valle que se encuentra rodeada por cerros, motivo por la cual su topografía es menos accidentada, teniendo incluso un área considerable de llanuras, se desarrolla pues entre las cotas 2326.00 y 2365.00 m.s.n.m.



De acuerdo a las cotas mencionadas para ambas ciudades, su ubicación topográfica a nivel nacional se muestra en el Gráfico N° 05.

No se cuenta con estudios topográficos anteriores en gran escala, salvo pequeñas informaciones, por lo cual se ha tenido que realizar el levantamiento topográfico; tomando como cota de partida la especificada en el B.M. – D2, ubicada en el pasamano del puente correspondiente al Jr. Francisco Bolognesi en la ciudad de Luya, que señala una altura igual a 2335.26 m.s.n.m.

### 1.3.0 HIDROGRAFIA.

Por ambas ciudades discurre el Río Jucusbamba, en dirección Sur a Norte, el mismo que presenta algunas sinusoidales.

No existe estación alguna para la medida de los caudales en las diversas épocas, por lo tanto no se cuenta con registros históricos, solamente algunas personas en forma muy particular han realizado mediciones de caudales en años anteriores; concluyéndose de todo ello que en la época de estiaje, Junio – Julio, solo discurre 540 lts./seg.; y en las épocas de lluvia transporta un caudal aproximado de 30 m<sup>3</sup>/seg.

Se conoce históricamente por comentario de los pobladores que sólo en dos oportunidades el río Jucusbamba en las épocas de lluvia ha superado el valor de 30 m<sup>3</sup>/seg., provocando inundaciones en el área correspondiente a la ciudad de Luya y en un pequeño sector de la ciudad de Lámud.

La primera inundación sucedió en noviembre del año de 1940; y la segunda el 02 de Noviembre de 1993, fecha en la que se midió el caudal que transportaba el río, obteniéndose un valor de 81 m<sup>3</sup>/seg.

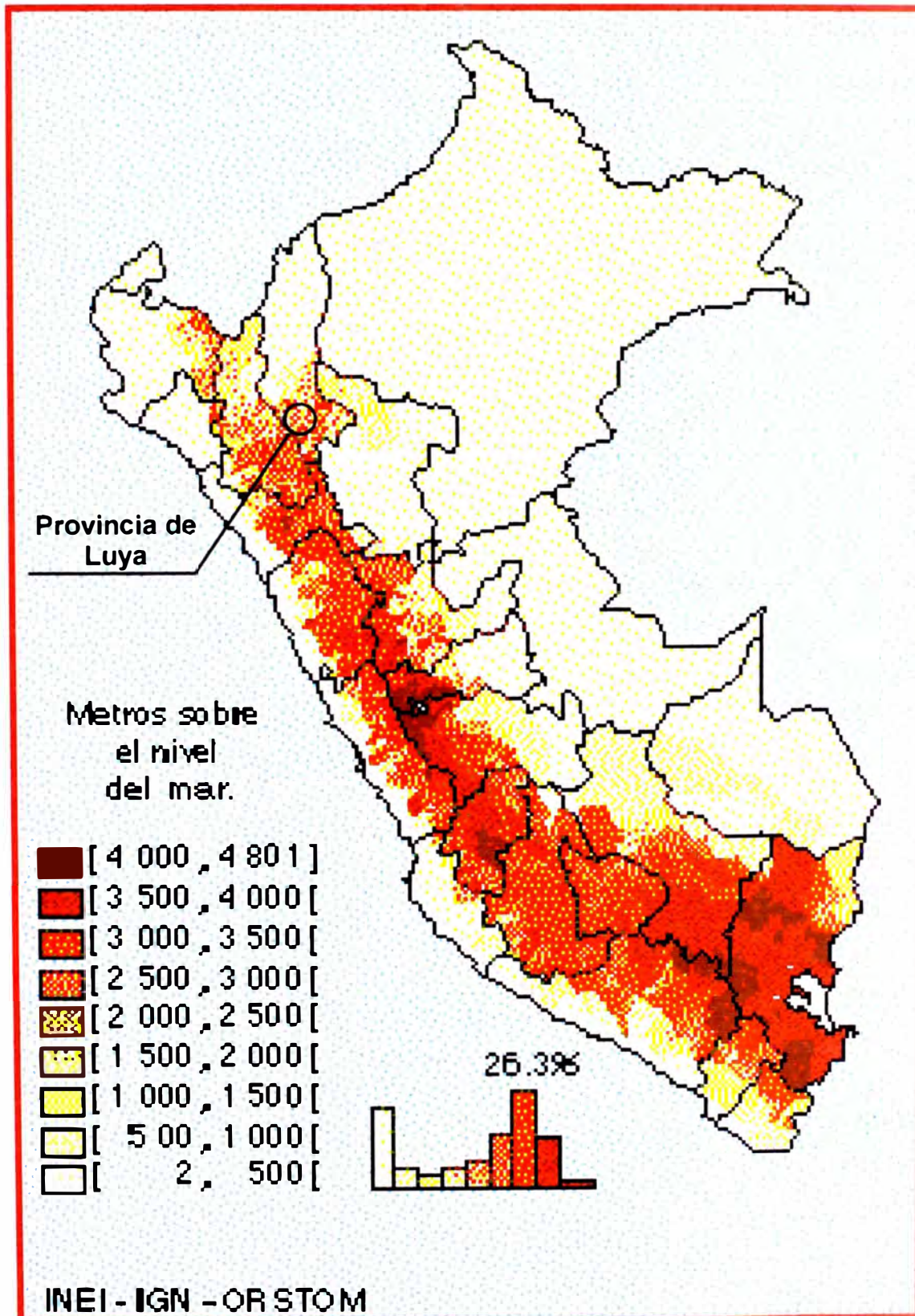


FOTOGRAFIA N° 04

CAUCE NATURAL DEL RIO JUCUSBAMBA



## GRAFICO N° 05 UBICACION ALTIMETRICA DE LA PROVINCIA DE LUYA EN EL PERU





Esta última inundación, causó graves daños, sobre todo en la ciudad de Luya; es así como Defensa Civil registró la evaluación de daños que a continuación se muestran en los cuadros N° 03 y 04.

**CUADRO N° 03**  
**EVALUACION DE DAÑOS OCASIONADOS EN LA INUNDACION**  
**DE LA CIUDAD DE LUYA POR EL RIO JUCUSBAMBA EL 02-11-93**

ESTADO	TIPO DE EDIFICACION				
	Viviendas	Mercados	Auditoriums	Local Mun. (*)	C.E. (**)
Destruido	15	01	01	01	---
Deterioro Parcial	40	----	----	----	03
Deterioro Mínimo	20	---	---	----	----

(\*) : Local Municipal

(\*\*) : Centros Educativos

**CUADRO N° 04**  
**EVALUACION DE DAÑOS OCASIONADOS EN LA INUNDACION**  
**DE LA CIUDAD DE LAMUD POR EL RIO JUCUSBAMBA EL 02-11-93**

ESTADO	TIPO DE EDIFICACION			
	Viviendas	Iglesias	Granjas	Camales
Destruido	----	01	01	01
Deterioro Parcial	05	----	----	----
Deterioro Mínimo	----	---	---	---



#### 1.4.0 CLIMA.

Ambas localidades presentan un clima templado – seco, propio de una serranía aún cuando se encuentra próximo a la ceja de Selva, con una temperatura máxima de 20 grados y una mínima de 14 grados. Tampoco se cuenta con estaciones que tomen medidas de temperatura, solo se hizo una experimental el año de 1997 en la ciudad de Chachapoyas, Distrito y Provincia del mismo nombre, Departamento de Amazonas, próxima a las localidades en estudio, y la que fue desactivada al año siguiente.

La ubicación de la Estación Chachapoyas es la siguiente:

- Latitud Sur : 06°13'
- Longitud Oeste : 77°51'
- Altitud : 2390 m.s.n.m.

Los datos de temperatura correspondientes al año de 1997, se consignan en el siguiente cuadro.

**CUADRO N° 05**  
**MEDIDAS DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C) EN LA**  
**ESTACION CHACHAPOYAS EN EL AÑO DE 1997**

MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
TEM.(*)	15.40	14.50	15.40	14.90	14.40	14.60	14.10	13.80	15.50	15.70	15.70	15.00

(\*) : Temperatura en °C

FUENTE : SENAEMI

Climatológicamente se pueden apreciar dos épocas bien marcadas, una correspondiente a una estación prácticamente de verano con mínimas precipitaciones entre los meses de junio a octubre, siendo el más crítico el mes de





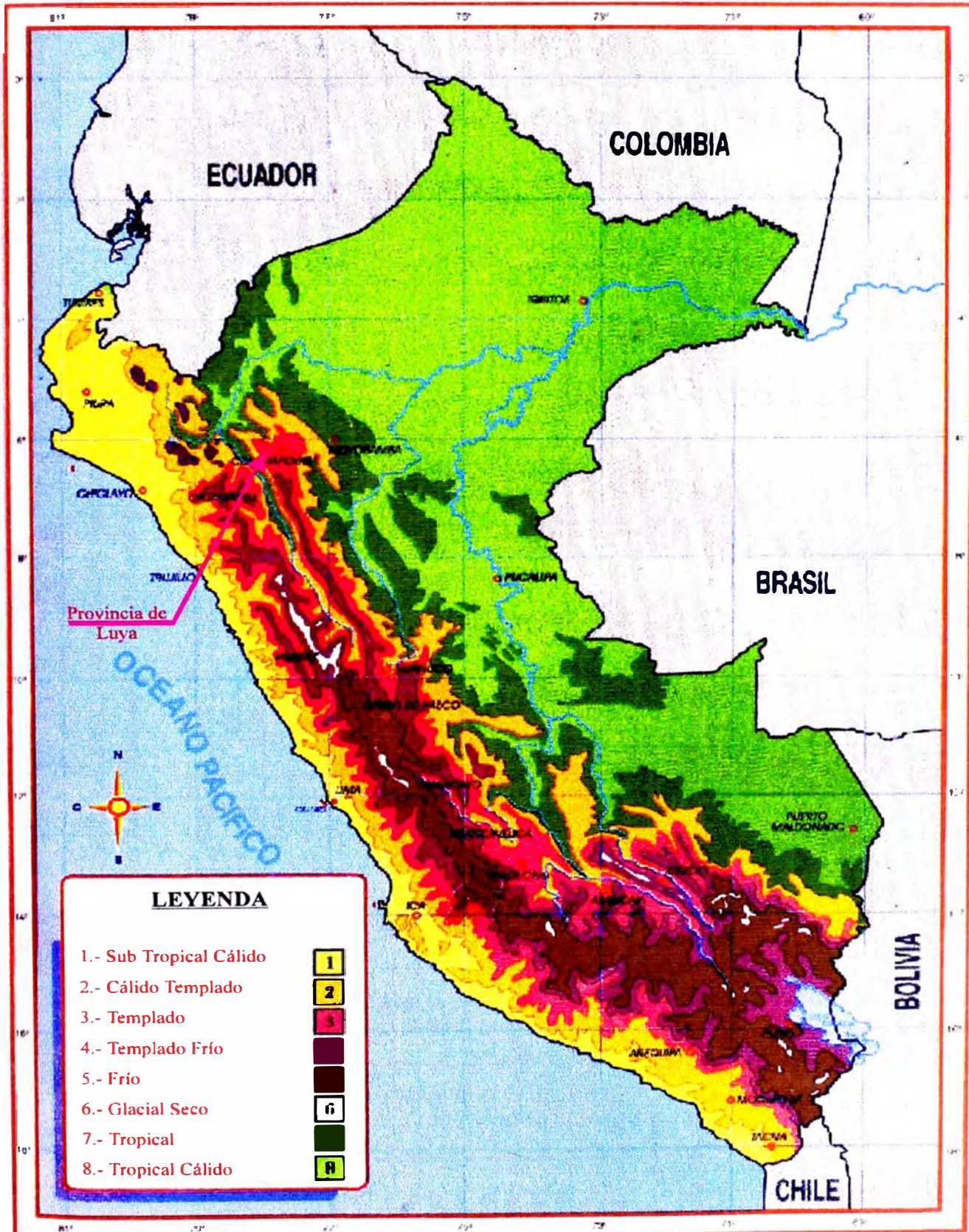
julio; y otra correspondiente a una estación de invierno con fuertes precipitaciones entre los meses de Noviembre a Mayo, acentuándose en los meses de Febrero y Marzo.(Ver Gráfico N° 06)

La estación pluviométrica más cercana a las localidades en estudio, es la Estación Chachapoyas, cuya ubicación fue descrita anteriormente; en la que se ha tomado datos entre los años 1979 a 1993, y los valores obtenidos se muestran en el Cuadro N° 06 a continuación:



## GRÁFICO N° 06

### UBICACIÓN CLIMÁTICA DE LA PROVINCIA DE LUYA EN EL PERÚ





CUADRO N° 06  
MEDIDAS DE PRECIPITACION MEDIA MENSUAL (mm/mes)  
ESTACION CHACHAPOYAS ENTRE LOS AÑOS 1979 - 1993

AÑOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MAXIMAS
1979	51.00	30.00	240.00	27.00	10.00	0.00	32.00	5.00	80.00	25.00	207.00	105.00	240.00
1980	58.00	114.00	217.00	32.00	43.00	23.00	3.00	10.00	18.00	150.00	151.00	89.00	217.00
1981	54.00	152.00	90.00	74.00	27.00	14.00	15.00	53.00	10.00	132.00	81.00	67.00	152.00
1982	21.00	27.00	107.00	68.00	67.00	63.00	39.00	0.00	120.00	168.00	80.00	124.00	168.00
1983	338.00	72.00	150.00	70.00	34.00	19.00	6.00	2.00	2.00	79.00	193.00	40.00	338.00
1984	37.00	200.00	120.00	92.00	170.00	19.00	16.00	20.00	13.00	131.00	82.00	58.00	200.00
1985	49.00	121.00	45.00	102.00	53.70	1.00	0.00	25.00	75.00	52.00	86.00	77.00	121.00
1986	124.00	64.00	30.00	93.00	37.00	0.00	2.00	42.00	32.00	60.00	66.00	39.00	124.00
1987	76.00	41.10	22.00	98.00	47.00	16.00	28.00	20.50	54.00	71.00	44.00	103.00	103.00
1988	111.00	64.10	153.00	99.00	69.00	17.00	0.00	27.00	25.00	39.00	51.00	73.00	153.00
1989	107.00	118.00	147.00	77.00	14.00	33.00	18.40	14.00	93.00	65.00	43.80	8.00	147.00
1990	51.00	S/D (*)	71.00	88.00	44.00	268.00	12.00	31.00	10.00	45.00	134.00	64.00	268.00
1991	88.00	186.00	174.00	116.00	53.00	13.00	0.00	23.50	47.00	91.00	183.00	36.00	186.00
1992	74.00	49.00	249.00	145.00	48.00	16.00	10.10	7.30	102.00	223.00	67.00	72.00	249.00
1993	130.00	126.00	232.00	155.00	34.00	5.00	0.00	0.30	66.00	195.10	101.00	83.00	232.00
<b>MAXIMAS</b>	<b>338.00</b>	<b>200.00</b>	<b>249.00</b>	<b>155.00</b>	<b>170.00</b>	<b>268.00</b>	<b>39.00</b>	<b>53.00</b>	<b>120.00</b>	<b>223.00</b>	<b>207.00</b>	<b>124.00</b>	

(\*) : Sin dato

FUENTE : SENAHMI



### 1.5.0 TIPO DE POBLACION.

Las localidades de Luya y Lámud son en la actualidad poblados urbanos, de economía agrícola, ganadera, comercial, turística y empleocrática.

- La agricultura es la actividad a la que se dedican aproximadamente un 50 % de los pobladores, siendo esta aún algo incipiente, ya que la tecnología de punta como por ejemplo los modernos sistemas de riego, rotación de cultivos, maquinaria, no son empleados. Las tierras utilizadas para tal fin generalmente se encuentran ubicadas en las laderas de los cerros; y sólo aquellas ubicadas en el valle se ven beneficiadas con las aguas del único canal de regadío que por allí pasa; sin embargo, dado el deficiente diseño técnico, las aguas del mencionado canal no llegan a servir a las tierras ubicadas en el estrecho valle de la ciudad de Lámud; provocando graves problemas sobre todo en la época de verano, ante ello, como se mencionó anteriormente el presente proyecto también busca tratar las aguas residuales y eventualmente ser empleadas para el riego de algunas zonas que no se ven favorecidas con las aguas del canal de irrigación.

Los productos que generalmente se cultivan son el maíz, la papa, el trigo, la cebada y las hortalizas.

- En cuanto a la actividad ganadera, a ésta se dedican aproximadamente un 10% de la población, encontrándose aún en etapas iniciales, ellos se refleja por ejemplo que un solo un 10% del total de ganado es de raza y por lo general son Holstein o Brown Suiz ; no se cuenta con establos ni adecuados pastizales para la alimentación de los animales; por lo tanto la comercialización de los mismos tanto en carne como en leche es en pequeña escala y a bajo precio, que ni siquiera satisface las necesidades de los pobladores de las ciudades de Luya y



Lámud; es por ello que de lugares aledaños llegan los productos mencionados hacia los mercados de ambas localidades.

- En lo referido a la actividad comercial, se puede observar una gran diferencia entre ambas ciudades, mientras que la ciudad de Luya es ampliamente comercial, no sucede lo mismo con la ciudad de Lámud, tal vez la explicación de esto sea la estratégica ubicación geográfica de la ciudad de Luya, por cuanto de ella parten diversas vías tanto hacia la Costa como hacia zonas del interior, convirtiéndose de tal suerte en una especie de "aduana", de la cual salen los productos de la zona, principalmente la papa, y en menor escala el maíz y las verduras; y hacia la cual llegan productos fabricados en la costa como por ejemplo alimentos de primera necesidad, pescado, mariscos, ropas y otros objetos suntuarios que son muy apreciados en las localidades en estudio y en los lugares aledaños.

Esta actividad comercial en la localidad de Luya, se ve incrementado sobre todo los días jueves y viernes, en los que se realizan actividades similares a ferias agropecuarias, representado esto una gran atracción para los pobladores de los lugares vecinos, a tal punto que un gran porcentaje de habitantes de la localidad de Lámud en los mencionados días realizan sus actividades comerciales en la ciudad de Luya.

- Lo referido a la actividad turística, recién se encuentra en vías de desarrollo, y sólo un 2% de la población se dedica a ello, a pesar de que se cuenta, con diversos atractivos turísticos, tales como fiestas patronales, ruinas arqueológicas, entre otras; la deficiencia en el número y capacidad de los servicios turísticos, obligan a que los visitantes tanto nacionales como extranjeros prefieran tener como centro de actividad turística a la ciudad de Chachapoyas, que pese a no contar con atractivos turísticos aprovecha pues los ubicados en los lugares cercanos como es el caso de las ciudades en estudio. A continuación se



menciona los más importantes atractivos turísticos con que cuentan Luya y Lámud, así como su capacidad de servicios turísticos, que se sintetizan en los Cuadros N° 07, 08, 09 10, 11 y 12.

**CUADRO N° 07**  
**ATRATIVOS TURISTICOS: FIESTAS TRADICIONALES**  
**DE LA CIUDAD DE LUYA**

<b>FIESTAS TRADICIONALES</b>	<b>DIA / MES</b>	<b>LUGAR</b>
San Juan	24 - Junio	Luya

**CUADRO N° 08**  
**ATRATIVOS TURISTICOS: ZONAS ARQUEOLOGICAS**  
**DE LA CIUDAD DE LUYA**

<b>LUGAR TURISTICO</b>	<b>DISTANCIA</b>	<b>UBICACIÓN</b>
Chipuríc	5.00 km.	Luya
Wanglic	3.00 km.	Luya

**CUADRO N° 09**  
**SERVICIOS TURISTICOS DE LA CIUDAD DE LUYA**

<b>SERVICIO</b>	<b>CANTIDAD</b>
Hoteles	01
Hostales	----
Restaurantes	03



**CUADRO N° 10**  
**ATRATIVOS TURISTICOS: FIESTAS TRADICIONALES**  
**DE LA CIUDAD DE LAMUD**

<b>FIESTAS TRADICIONALES</b>	<b>DIA / MES</b>	<b>LUGAR</b>
Gualamita	14 – Setiembre	Lámud
Padre Eterno	12 – Agosto	Cuemal ( * )

( \* ) : Anexo del Distrito de Lámud

**CUADRO N° 11**  
**ATRATIVOS TURISTICOS: ZONAS ARQUEOLOGICAS**  
**DE LA CIUDAD DE LAMUD**

<b>LUGAR TURISTICO</b>	<b>DISTANCIA</b>	<b>UBICACIÓN</b>
Ciudad de los Muertos	15.00 km.	Lámud
San Antonio	1.00 km.	Lámud

**CUADRO N° 12**  
**SERVICIOS TURISTICOS DE LA CIUDAD DE LAMUD**

<b>SERVICIO</b>	<b>CANTIDAD</b>
Hoteles	01
Hostales	----
Restaurantes	02

[ 17 ] Fuente : INEI - 1994



Se puede agregar a ello como un atractivo turístico muy importante a nivel nacional, la Fortaleza de Kuélap, que aún cuando no se encuentra muy próximo a éstas localidades pertenece a la Provincia de Luya, y se puede acceder a ella también teniendo como centro turístico a las ciudades de Luya y Lámud; seguramente en un futuro no muy lejano, ambas localidades desarrollarán su potencial turístico, basado en todos los atractivos con que cuentan.

- Se puede considerar que aproximadamente un 20% de los pobladores de ambas ciudades son empleados públicos que se desenvuelven en las diferentes áreas tales como Educación en sus diversos niveles: inicial, primario, secundario y superior, y en la Unidad de Servicios Educativos Provincial ( USE ); Salud : en postas médicas y en una filial de ESSALUD; en puestos policiales, y en diversas instituciones del Estado como son las Municipalidades, Juzgados de Paz, Juzgados de Primera Instancia, Fiscalía, entre otros.

A continuación se muestran los Cuadros N° 13 y 14, en los que se indica cifras de ocupación y desempleo de los distritos de Luya y Lámud, complementándose la información con el Gráfico N° 07.





**CUADRO N° 13**  
**INDICADORES DE TRABAJO Y EMPLEO EN 1993 EN EL DISTRITO DE LUYA**

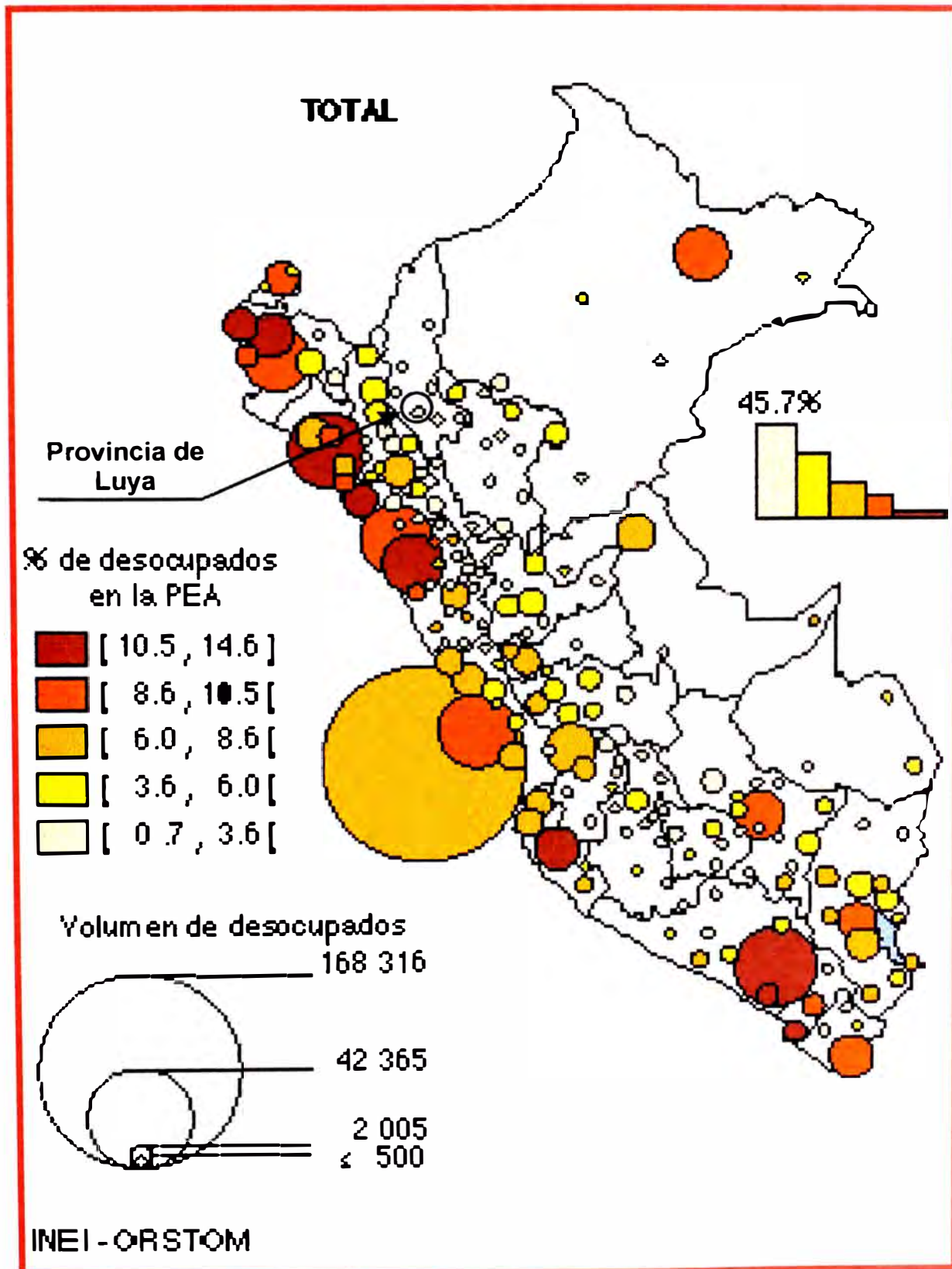
Población Económicamente Activa (PEA) de 6 y más años	1201
Hombres	882
Mujeres	319
Tasa de Actividad Económica de la PEA de 15 y más años	49.90%
Porcentaje de la PEA Ocupada de 15 y más años	
En Agricultura	63.50%
En Servicios	31.10%
Asalariados	61.40%

**CUADRO N° 14**  
**INDICADORES DE TRABAJO Y EMPLEO EN 1993 EN EL DISTRITO DE LAMUD**

Población Económicamente Activa (PEA) de 6 y más años	721
Hombres	486
Mujeres	235
Tasa de Actividad Económica de la PEA de 15 y más años	43.20%
Porcentaje de la PEA Ocupada de 15 y más años	
En Agricultura	50.10%
En Servicios	40.00%
Asalariados	53.10%

[ 17 ] Fuente : INEI - 1993

### GRAFICO Nº 07 REFERENCIA PORCENTUAL DE PEA DESOCUPADA DE LA PROVINCIA DE LUYA





## 1.6.0 VIAS DE COMUNICACIÓN.

- TERRESTRES

➤ **Vías regionales:** Las ciudades de Luya y Lámud se comunican directamente con la ciudad de Chachapoyas, capital del Departamento de Amazonas, a través de una carretera afirmada y recientemente mejorada y ampliada de 60.00 kms. De longitud; en un punto de dicha vía se ubica el lugar denominado Caclic, el mismo que se conecta a través de un ramal con una Vía Nacional como es la Carretera Marginal de la Selva, siendo la ciudad de Pedro Ruiz, Provincia de Bongará, el punto de conexión; esta vía es muy utilizada por cuanto es la única que sirve para llevar los productos de la zona hacia los mercados de la Costa. (Ver Gráfico N° 08 y 09)

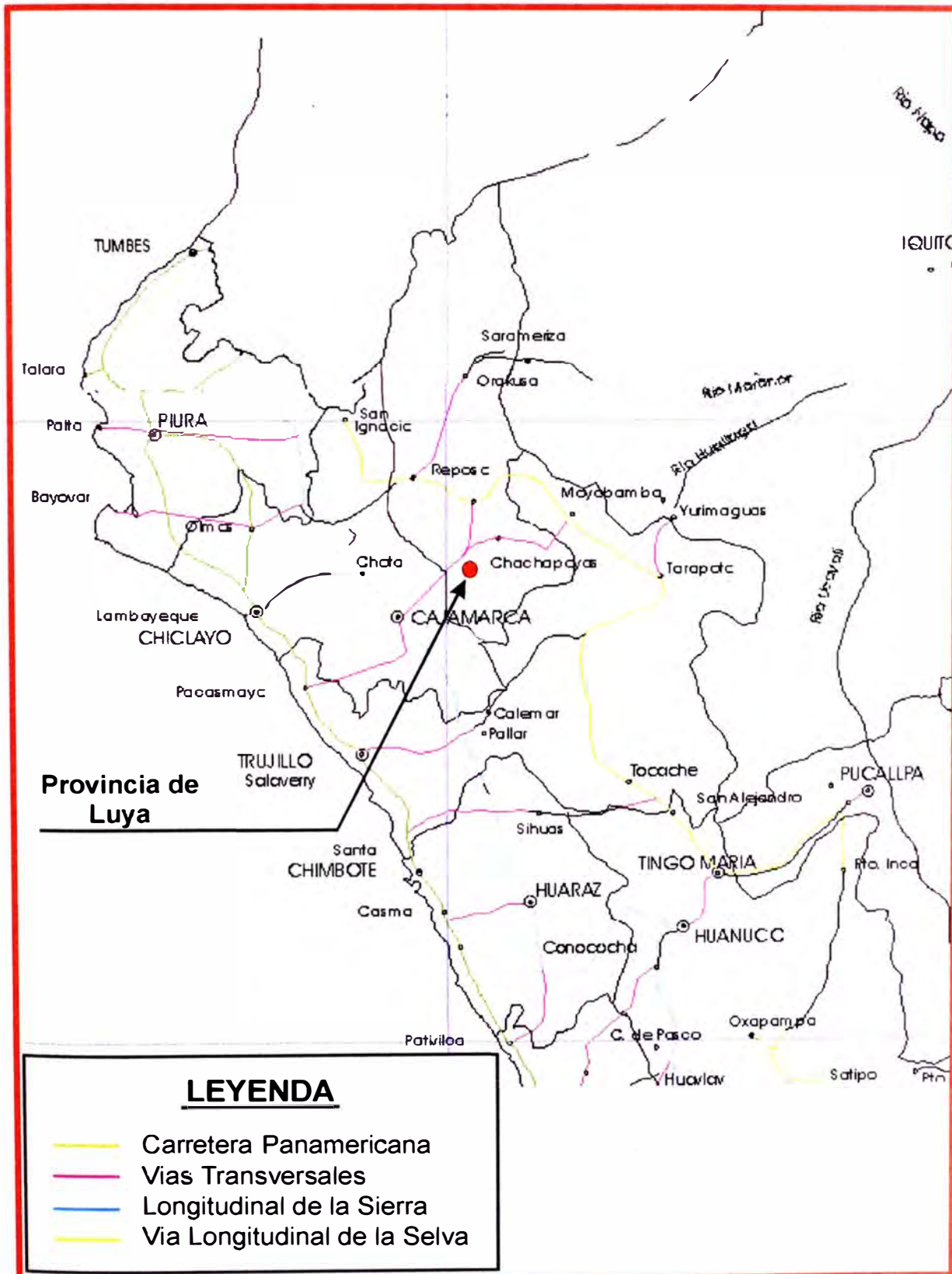
➤ **Vías vecinales:** Son las carreteras que conducen de Luya y Lámud a centros poblados menores cercanos como: Colmata, Corobamba, Chocta, El Molino, Cuemal, Trita, Cohechán, entre otros. Estas vías son afirmadas, pero que lamentablemente no se le hace un adecuado mantenimiento, por lo que en las épocas de lluvia, el acceso a los poblados mencionados se hace dificultoso.

- AEREAS

Las ciudades del proyecto, son beneficiadas por la existencia de un aeropuerto de capacidad media en la ciudad de Chachapoyas, pero que en los últimos años no se le ha dado la importancia que requiere, a tal punto que actualmente no existe ninguna Empresa Aérea Comercial que brinde sus servicios, limitándose a esporádicos vuelos de apoyo de la Fuerza Aérea.

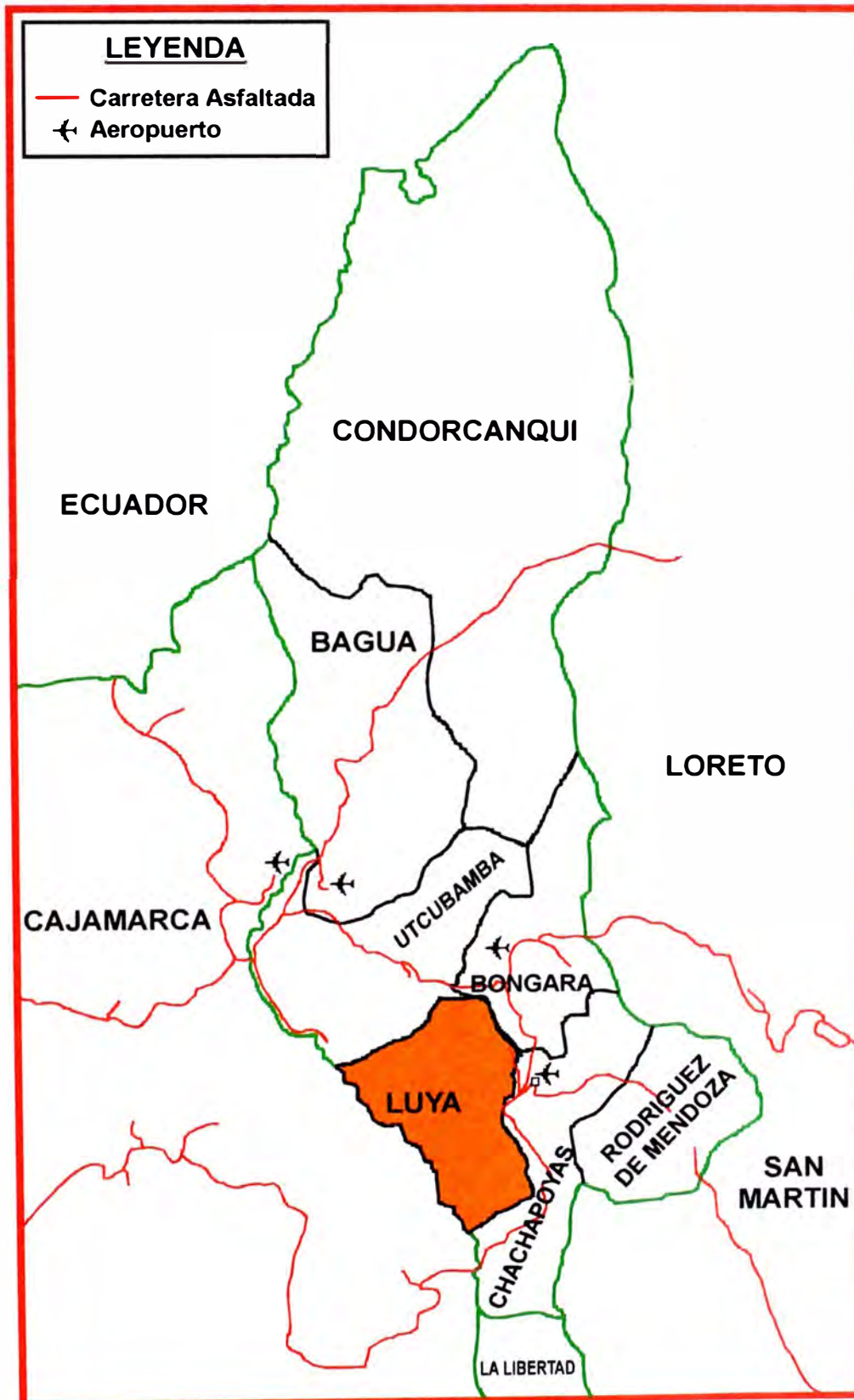
Actualmente, se viene evaluando la posibilidad de un proyecto para la construcción de un pequeño aeropuerto en la periferie de la ciudad de Lámud, e impulsar de ésta manera la actividad turística de la zona.

## GRAFICO N° 08 ACCESO DE LA PROVINCIA DE LUYA A LA RED VIAL NACIONAL





### GRAFICO N°09 ACCESO DE LA PROVINCIA DE LUYA A LAS VIAS TERRESTRES Y AEREAS DEL DEPARTAMENTO DE AMAZONAS





## 1.7.0 CARACTERISTICAS DE LAS LOCALIDADES DE LUYA Y LAMUD

### 1.7.1 Trazado urbano.

Ambas ciudades presentan un trazo tipo damero con calles cuyas secciones van desde los 6.00 hasta los 8.00 metros, no existiendo avenidas de importancia, excepto la vía que une ambas localidades, que es una carretera natural de material afirmado.

En la ciudad de Luya las calles en su totalidad no están pavimentadas, excepto las correspondientes al perímetro de la Plaza, y la vía que une a la mencionada con el Mercado de Abastos; en cambio en la ciudad de Lámud existe un mayor porcentaje de calles pavimentadas (35.00%), restando aquellas que se ubican en la zona periférica de la ciudad.

El uso principal dado a la tierra es la construcción de viviendas unifamiliares. Casi toda la zona urbana construida es de un solo piso, pudiendo asignarle un porcentaje del 95%; por lo general todas las viviendas cuentan con un área destinada al cultivo de hortalizas, las mismas que son denominadas huertas.

El material predominante en las construcciones es adobe y madera, correspondiéndole un 90% a éste tipo, y el restante (10%) son construcciones de ladrillo. Es importante resaltar que las construcciones hechas en ladrillo en su totalidad son de dos pisos, pero se observa en ellos graves errores tanto en la concepción arquitectónica y estructural como en el aspecto constructivo; en éste último punto es necesario mencionar que en las ciudades de Luya y Lámud no existe el personal capacitado para realizar dichos trabajos, recurriéndose a las personas que conocen de construcciones con adobe y tienen el concepto equivocado que las construcciones en ladrillo son iguales; ello se refleja por ejemplo en la preparación y curado del concreto, asentado



de ladrillos, armados de columnas y vigas, encofrados de diversos tipos; y aún más en los acabados como tarrajeos, colocación de mayólicas, pinturas, entre otros.

Debido a las precipitaciones pluviales, los techos son inclinados a una o dos aguas con una pendiente promedio de  $30^\circ$ , usándose como cobertura calaminas, tejas de arcilla fabricadas artesanalmente o planchas de asbesto – cemento; sin embargo se puede constatar la existencia de algunas construcciones de ladrillo con techos planos, y que en las temporadas de lluvia tienen problemas de almacenamiento de agua en los mismos por falta de sistema de drenaje.

### **1.7.2 Sectorización actual.**

Las ciudades de Luya y Lámud tiene una zonificación elemental que está constituida de la siguiente manera:

- **Zona Residencial:** Area que se considera urbana y está destinada a uso residencial propiamente dicho.
  
- **Zona Comercial:** Areas destinadas al uso netamente comercial. El comercio que se desarrolla es de nivel amplio y dinámico, especialmente en la ciudad de Luya; en ésta ciudad los establecimientos están ubicados en ambos lados de la calle que va desde la Plaza de Armas hacia el Mercado de Abastos, así como calles adyacentes a ésta. En la ciudad de Lámud, la zona comercial se desarrolla en la Plaza de Armas y en calles vecinas a ella.



- Zona Industrial: Está destinada al uso de industrias ligeras como aserraderos, carpinterías, tejerías, molinos. En ambas localidades se encuentran dispersas o un tanto alejado del centro urbano, principalmente en lo que se refiere a las tejerías y molinos.
- Zona de Servicios Públicos: Areas destinadas, para el funcionamiento de diversas instituciones públicas como colegios, postas médicas, puestos policiales, entre otros; ellos también se encuentran dispersos en ambas localidades y muchas veces su ubicación no guarda relación estrecha con su función que debería tener en el ámbito urbano.
- Zona Recreacional: La actividad recreacional pasiva en ambas localidades se desarrolla en sus plazas correspondientes o en el perímetro de las mismas por contar con áreas naturales y pequeños bosques. La actividad recreacional activa se desarrolla eventualmente en las pequeñas losas deportivas con las que cuentan las ciudades en estudio.

El Cuadro N° 15 dado a continuación muestra la distribución de las áreas según su uso en las ciudades de Luya y Lámud.

La zonificación arriba mencionada está registrada en el Gráfico N° 10 para la ciudad de Luya y en el Gráfico N° 11 para la ciudad de Lámud.





**CUADRO N° 15**  
**DISTRIBUCION DE LAS AREAS SEGÚN SU USO**  
**EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

ZONA	CIUDAD	
	LUYA	LAMUD
Residencial	64%	75%
Comercial	19%	6%
Industrial	4%	4%
Inst. Públic. (*)	9%	10%
Recreacional	4%	5%
<b>TOTAL</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

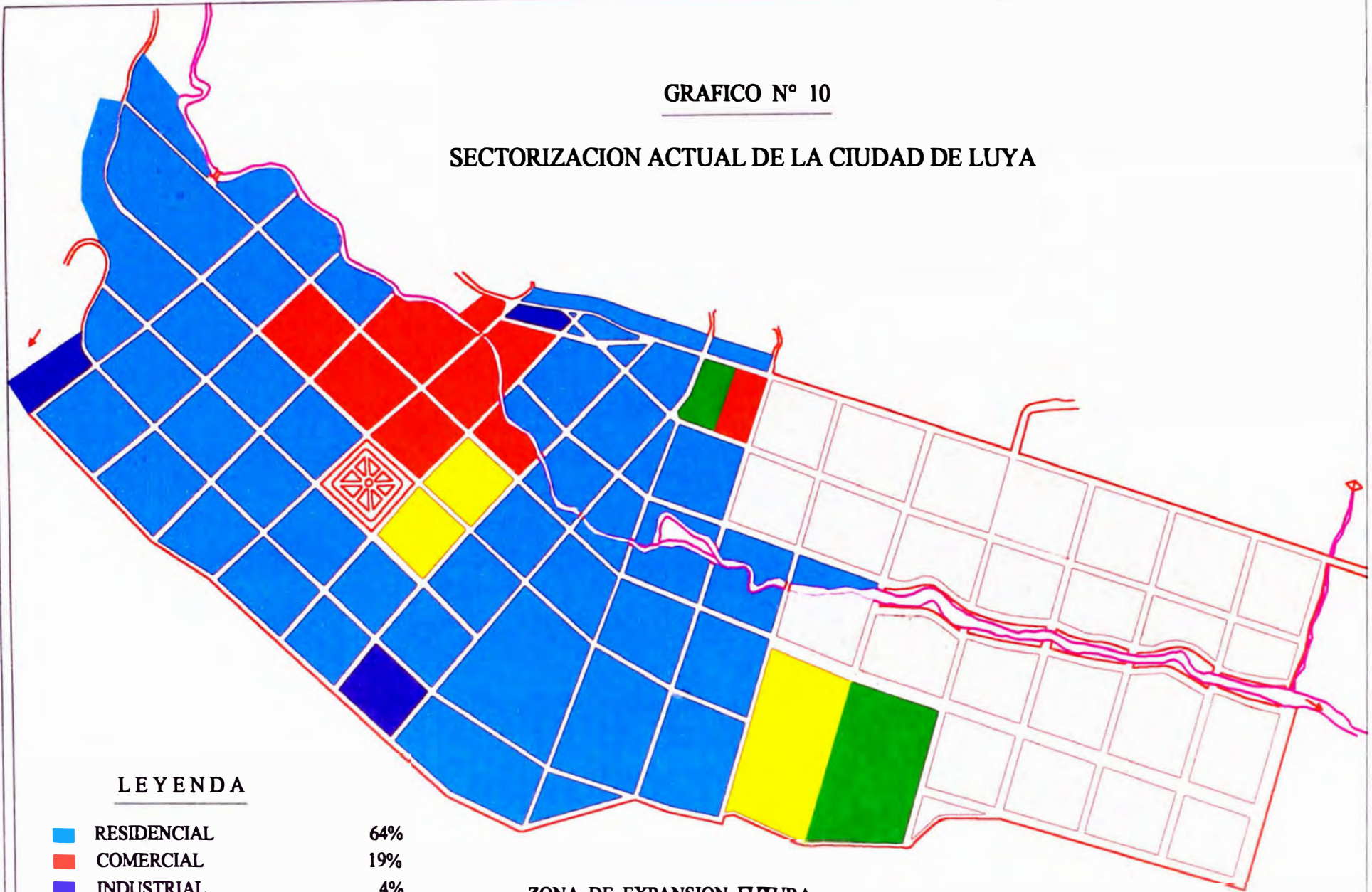
( \* ) : Instituciones Públicas

**Fuente** : Municipalidad Provincial de Luya








### GRAFICO N° 10

## SECTORIZACION ACTUAL DE LA CIUDAD DE LUYA



### LEYENDA

	RESIDENCIAL	64%
	COMERCIAL	19%
	INDUSTRIAL	4%
	INSTITUCIONES PUBLICAS	9%
	RECREACIONAL	4%
		100%

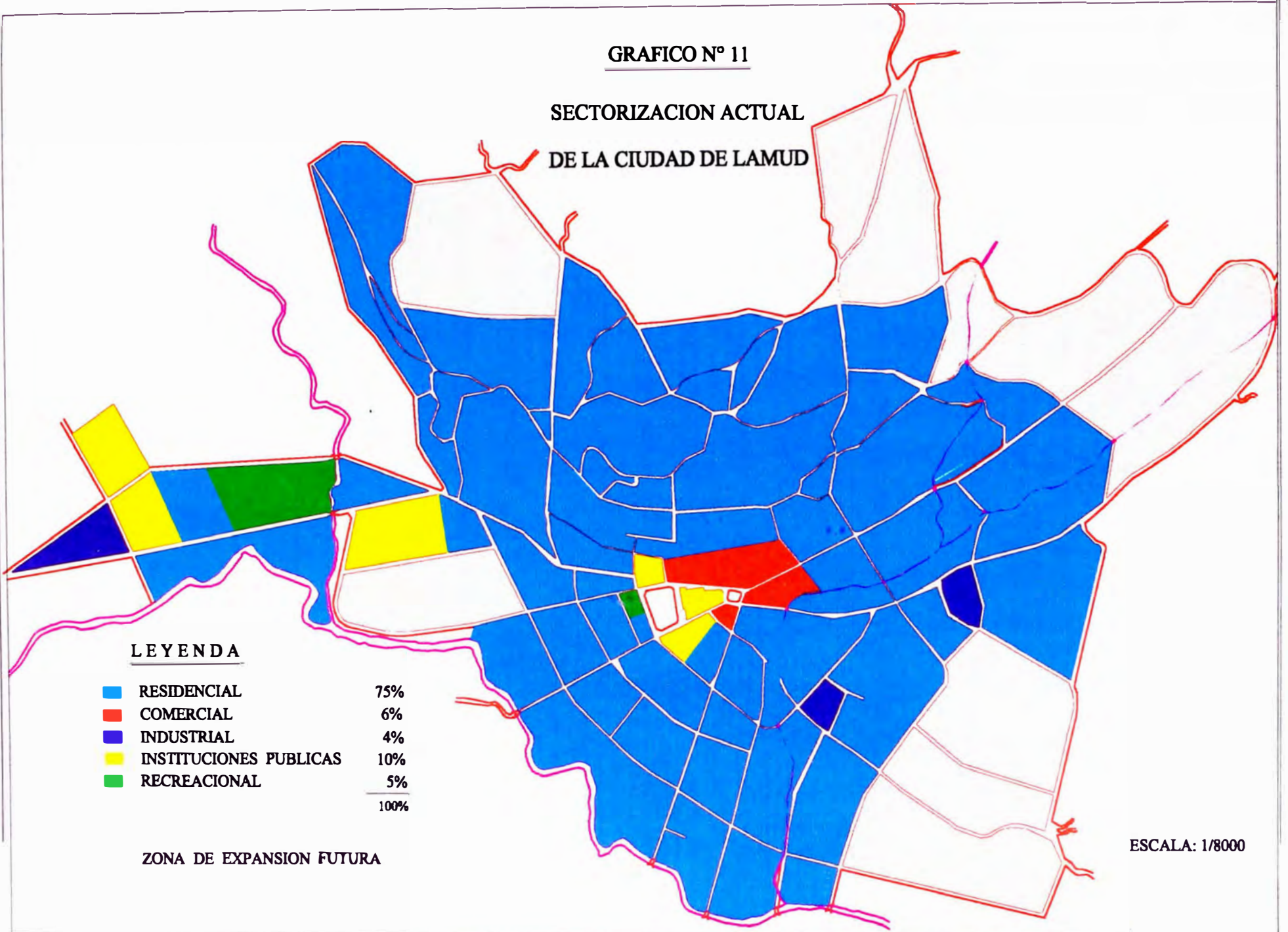
ZONA DE EXPANSION FUTURA

ESCALA: 1/7500








### GRAFICO N° 11

## SECTORIZACION ACTUAL DE LA CIUDAD DE LAMUD



#### LEYENDA

	RESIDENCIAL	75%
	COMERCIAL	6%
	INDUSTRIAL	4%
	INSTITUCIONES PUBLICAS	10%
	RECREACIONAL	5%
		100%

ZONA DE EXPANSION FUTURA

ESCALA: 1/8000



## 1.8.0 SERVICIOS PUBLICOS.

### 1) LUYA

- ◆ **ALUMBRADO ELECTRICO:** La ciudad recibe la energía de la central hidroeléctrica de Caclic, que aprovecha las aguas del río Utcubamba, y posee una capacidad de 4.8 MW, actualmente solo funciona parcialmente por cuanto las necesidades de las poblaciones a las que sirve así lo requieren.

Goza del servicio las 24 horas del día; y las conexiones domiciliarias son por acometidas aéreas.

El concesionario actual del servicio comete atropellos en la ciudad, por cuanto restringe el alumbrado público bajo el causal de que el consumo doméstico es mínimo, y aún cuando, los pobladores pagan su derecho de alumbrado público, ello no cubre el costo de producción de la energía.

- ◆ **AGUA POTABLE:** El Sistema tiene un antigüedad de 40 años, estando conformado sus redes de distribución por tuberías de F°F° de 3" y 4", con una longitud de 7,580 mts; una descripción más detallada de éste servicio se hará en el Capítulo subsiguiente
- ◆ **DESAGÜE:** Al igual que el sistema de agua potable presenta una antigüedad de 40 años, los colectores son de C.S.N. de diámetro 8", teniendo el sistema una longitud de 8,450 mts. En el Capítulo siguiente las características de éste servicio serán descritas con mayor amplitud.



- ◆ **EDUCACION:** Esta ciudad cuenta con Centros Educativos en el Nivel inicial, Primario y Secundario, y cuyas poblaciones estudiantiles se encuentran distribuidos de la siguiente manera:

C.E. Inicial N° 202	: 100 estudiantes
C.E. Primario N° 18132	: 440 estudiantes
C.E. Secundario "Ramón Castilla"	: 200 estudiantes

Cabe mencionar que el C.E. Primario N° 18132, posee dos locales para su funcionamiento, los cuales hace 06 meses atrás han sido declarados en emergencia y a punto de desplomarse; primero a causa de su antigüedad, unos 50 años,; y además porque el año 1993 fueron inundados y por tanto afectados por las aguas del río Jucusbamba, los que provocaron asentamientos y grietas; sumándose a ello de que el material del cuál están hechos es adobe, el que tiene poca consistencia ante la humedad y además la cobertura al ser tejas de arcilla artesanales colocadas con torta de barro, hacen aún mas probable el colapso de las estructuras.

Los locales del Centro Educativo Inicial y el Colegio Secundario también fueron afectados por la inundación pero en menor grado.

Debido a que los locales del Centro Educativo Primario fueron declarados en emergencia, la población estudiantil ha abandonado dichas aulas para ocupar temporalmente las instalaciones tanto del Centro Educativo Inicial como del Colegio Secundario, tratándose de adecuar los horarios de todos los niveles para que se pueda cumplir las labores educativas.



A pesar de las reiteradas solicitudes para la construcción de un nuevo local, hasta la fecha no existe un pronunciamiento del gobierno de turno.

◆ **SALUD:** Cuenta con una Posta Médica, la que brinda los siguientes servicios:

- Medicina General
- Ginecología
- Odontología y
- Farmacia

El personal con que cuenta el mencionado centro de salud es el siguiente:

- 01 Médico
- 01 Odontólogo
- 01 Ginecólogo u Obstetiz
- 01 Enfermera
- 03 Técnicos en Enfermería
- 01 Técnico en Farmacia
- 01 Técnico en Laboratorio

Diariamente se atienden aproximadamente 60 pacientes, correspondiéndole un 80% a personas cuyas edades fluctúan entre 15 y 30 años.

Se atiende un promedio de 4 partos por semana, y por lo general se atiende a mujeres entre los 15 y 20 años de edad.



El servicio que brinda la Posta Médica se limita sólo a curaciones generales, atención de partos, campañas de vacunación y otros de menor importancia; casos que requieren una mayor atención son evacuados al Hospital General de la ciudad de Chachapoyas.

Las limitaciones se deben fundamentalmente a la falta de equipamiento, y escasez de medicinas; por ejemplo no se puede atender emergencias en puntos un tanto alejados del centro de salud por no contar con una ambulancia ni otro tipo de vehículo.

- ◆ **SEGURIDAD:** Esta a cargo de un Puesto Policial, en la que prestan servicio 10 efectivos bajo las órdenes de un Capitán; la infraestructura con que cuenta es un local de material noble y de un solo piso.

El año de 1992, este Puesto Policial fue atacado por huestes subversivas, pereciendo un efectivo en el enfrentamiento.

Actualmente funciona sin mayores sobresaltos, cuentan con vehículos motorizados para realizar sus labores, los que lamentablemente en algunas oportunidades son usados para beneficios personales, dejando de lado la seguridad y tranquilidad pública.

- ◆ **MERCADOS:** El Mercado de Abastos de ésta ciudad cuenta con una infraestructura relativamente nueva de dos pisos, ya que su local fue construido hace 3 años; por cuanto el anterior se desplomó a causa de la inundación por las aguas del río Jucusbamba en 1993. La distribución de las áreas y la funcionalidad de las mismas no han sido diseñadas adecuadamente en éste local, por lo que existe ciertas restricciones al momento del intercambio comercial.



En el mercado se expende todo tipo de productos, alcanzado su auge los días Jueves y Viernes al establecerse una especie de Feria Agropecuaria.

- ◆ **COMUNICACIONES:** Funciona en ésta ciudad una oficina de correos (SERPOST); goza además del servicio de teléfono pero solamente a nivel público por cuanto no existen redes domiciliarias. En la actualidad funcionan en ésta ciudad 13 cabinas telefónicas.
- ◆ **OFICINAS PUBLICAS:** En esta localidad funcionan la Municipalidad Distrital, la Gobernación y un Juzgado de Paz de Letrado, todos en locales alquilados, los mismos que desempeñan sus funciones dentro de las diversas limitaciones existentes en al ámbito local.
- ◆ **OFICINAS BANCARIAS Y FINANCIERAS:** No cuenta con oficina bancaria alguna.

## 2) LAMUD

- ◆ **ALUMBRADO ELECTRICO:** Al igual que la ciudad de Luya es servida es servida por la Central Hidroeléctrica de Caclic; pero solo un 85% de la población goza de éste servicio las 24 horas del día; ya que el porcentaje restante no tiene el servicio, puesto que las redes aún no se han instalado en dichos lugares, hablándose específicamente de la zona periférica de la ciudad.

Esta ciudad sufre los mismos atropellos que la ciudad de Luya por parte del concesionario.





- ◆ **AGUA POTABLE:** Este sistema también tiene un antigüedad de 40 años, estando conformado sus redes de distribución por tuberías de F°F° de 3" y 4", con una longitud de 6,820 mts; una descripción más detallada de éste servicio se hará en el Capítulo subsiguiente
  
- ◆ **DESAGÜE:** Presenta la misma antigüedad que el sistema de agua potable, los colectores son de C.S.N. de diámetro 8", teniendo el sistema una longitud de 7,050 mts. En el Capítulo siguiente las características de éste servicio serán descritas con mayor amplitud.
  
- ◆ **EDUCACION:** Al igual que la ciudad de Luya cuenta con Centros Educativos en el nivel Inicial, Primario, Secundario y hace algunos años , Superior; cuya masa estudiantil se encuentra distribuido del modo siguiente:
  - C.E. Inicial N° 201 : 120 estudiantes
  - C.E. Primario N° 18109 : 460 estudiantes
  - C.E. Secundario "Blas Valera" : 235 estudiantes
  - Instituto Superior Tecnológico "Señor de Gualamita" : 70 estudiantes

A diferencia de los Centros Educativos de la ciudad de Luya, los de la localidad de Lámud no tienen problemas de infraestructura, ya que en los últimos 10 años se ha construido locales nuevos con material noble, sobre todo en el nivel primario, y que incluso algunos de sus ambientes no son ocupados, por cuanto la población estudiantil es menor a la capacidad de los locales.



El año de 1996 el Instituto Superior Tecnológico "Señor de Gualamita" abrió sus puertas a los estudiantes de las localidades de Luya y Lámud, así como de pueblos aledaños, en las especialidades de Construcción Civil, Enfermería Técnica y Agropecuaria, sin embargo hasta el momento como es común en muchos Centros Educativos Públicos, no cuentan con una adecuada plana docente ni el equipo necesario para dar una sólida formación a sus alumnos, y por lo tanto no pueden competir en igualdad de condiciones con profesionales de otras instituciones.

La presencia del mencionado Instituto ha logrado pues retener parte de los estudiantes que egresaban del Colegio Secundario "Blas Valera", y al mismo tiempo captar a los de los pueblos vecinos, con lo que de alguna manera en los últimos años la ciudad de Lámud ha recuperado su crecimiento poblacional.

- ◆ **SALUD:** Existe una Posta Médica en ésta ciudad, y el personal que allí labora es igual en número y especialidad al de la Posta de la ciudad de Luya, y los servicios que brindan son los mismos.

Diariamente se atiende en promedio 45 personas, siendo un 70% personas con edades entre 15 y 35 años.

Semanalmente se atiende de 2 a 3 partos y casi siempre son mujeres cuyas edades fluctúan entre los 14 y 21 años.

Presenta los mismos problemas y limitaciones que la Posta de la localidad de Luya, agregándose como una dificultad más su ubicación en la ciudad, en la salida de la vía de interconexión Luya – Lámud, por lo cual hace un tanto difícil su acceso sobre todo para los habitantes que ocupan el otro extremo de la ciudad.



Así mismo ésta ciudad cuenta con una filial de ESSALUD, y atienden solo casos generales y en poco número ( 10 por día), por cuanto su personal es reducido, tal y como se muestra a continuación:

- 01 Médico
- 01 Enfermera
- 01 Técnico en Enfermería
- 01 Técnico en Farmacia

Al igual que la Posta Médica tiene limitaciones de equipo y medicinas; es por ello que la mayoría de los casos son derivados a la filial ESSALUD de la ciudad de Chachapoyas.

- ◆ **SEGURIDAD:** Esta ciudad también cuenta con un Puesto Policial, en la que laboran 20 efectivos bajo las órdenes de un Mayor, y poseen una infraestructura similar al de la ciudad de Luya.

Al igual que el Puesto Policial de Luya en 1992 fue atacado por una columna subversiva, la misma que obligó a los efectivos policiales a retirarse.

Cuentan con equipos y vehículos adecuados para cumplir su labor de brindar seguridad a la población.

- ◆ **MERCADOS:** El Mercado de Abastos de la localidad de Lámud posee un local de un solo piso y no cuenta con áreas ni servicios definidos para la adecuada atención al público; se puede mencionar por ejemplo que los comerciantes realizan sus labores sobre improvisadas mesas de madera o en el propio piso del local.



El intercambio comercial es bajo comparado con el de la ciudad de Luya.

- ◆ **COMUNICACIONES:** Cuenta con una oficina de correos (SERPOST) , y el servicio telefónico es muy restringido puesto que solamente 3 cabinas públicas sirven a toda la ciudad.

Además cuenta con una oficina particular que brinda el servicio de Fax.

- ◆ **OFICINAS PUBLICAS:** En ésta ciudad funcionan instituciones importantes a nivel provincial tales como la Municipalidad Provincial, Juzgado de Paz de Primera Instancia, Fiscalía y una oficina del Ministerio del Interior, todos ellos sin local propio.

Cumplen sus funciones respectivas pese a las diversas limitaciones que tienen.

- ◆ **OFICINAS BANCARIAS Y FINANCIERAS:** La única entidad bancaria que funciona en ésta ciudad es el Banco de la Nación; y si se quiere realizar algún trámite en otro banco, se tiene que recurrir a la ciudad de Chachapoyas, en donde aparte del Banco de la Nación funciona una filial del Banco de Crédito; de alguna manera esto refleja la realidad del poco desarrollo a nivel de todo el Departamento de Amazonas, por cuanto la Capital solo cuenta con dos entidades bancarias.

A continuación se presentará datos estadísticos obtenidos por el Instituto Nacional de Estadística e Informática ( INEI ) referentes a los servicios básicos a nivel distrital:



**CUADRO N° 16**  
**SERVICIOS BASICOS DE VIVIENDA EN 1993**  
**DE LOS DISTRITOS DE LUYA Y LAMUD**

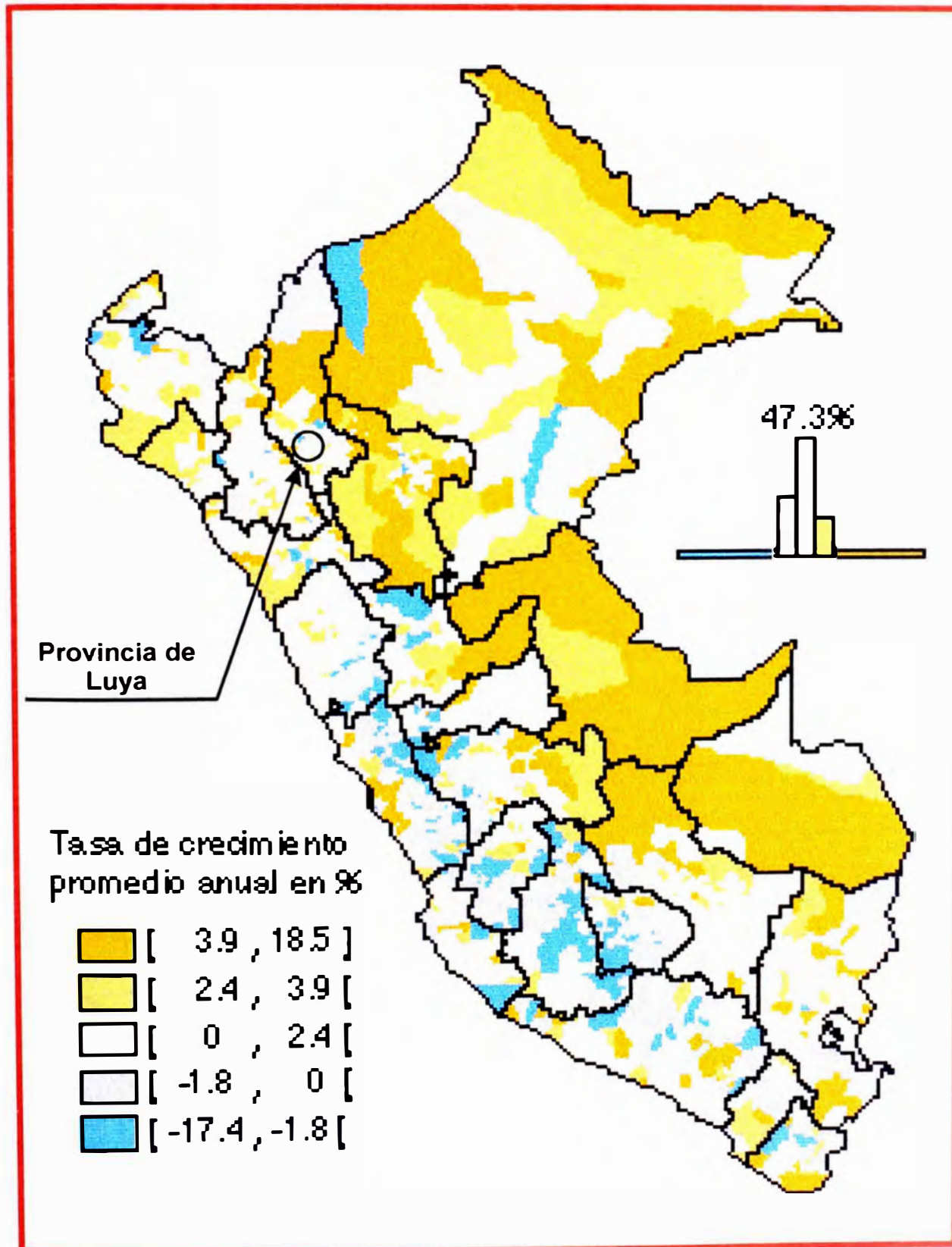
CARACTERISTICA	CIUDAD	
	LUYA	LAMUD
1) Total de Viviendas Particulares.	1097	895
2) Viviendas que disponen de abastecimiento de agua.	321	229
3) Viviendas con alumbrado eléctrico.	251	210
4) Viviendas con Servicio de Desagüe.	231	152

[ 17 ] Fuente : INEI - 1993

Los Gráficos N° 12,13 y 14 preparados por INEI que se incluyen, muestran las tasas de Crecimiento Anual Promedio, Densidad Poblacional y Porcentaje de Analfabetismo del país y en ellos se ha ubicado la zona en estudio, esto es las ciudades de Luya y Lámud.

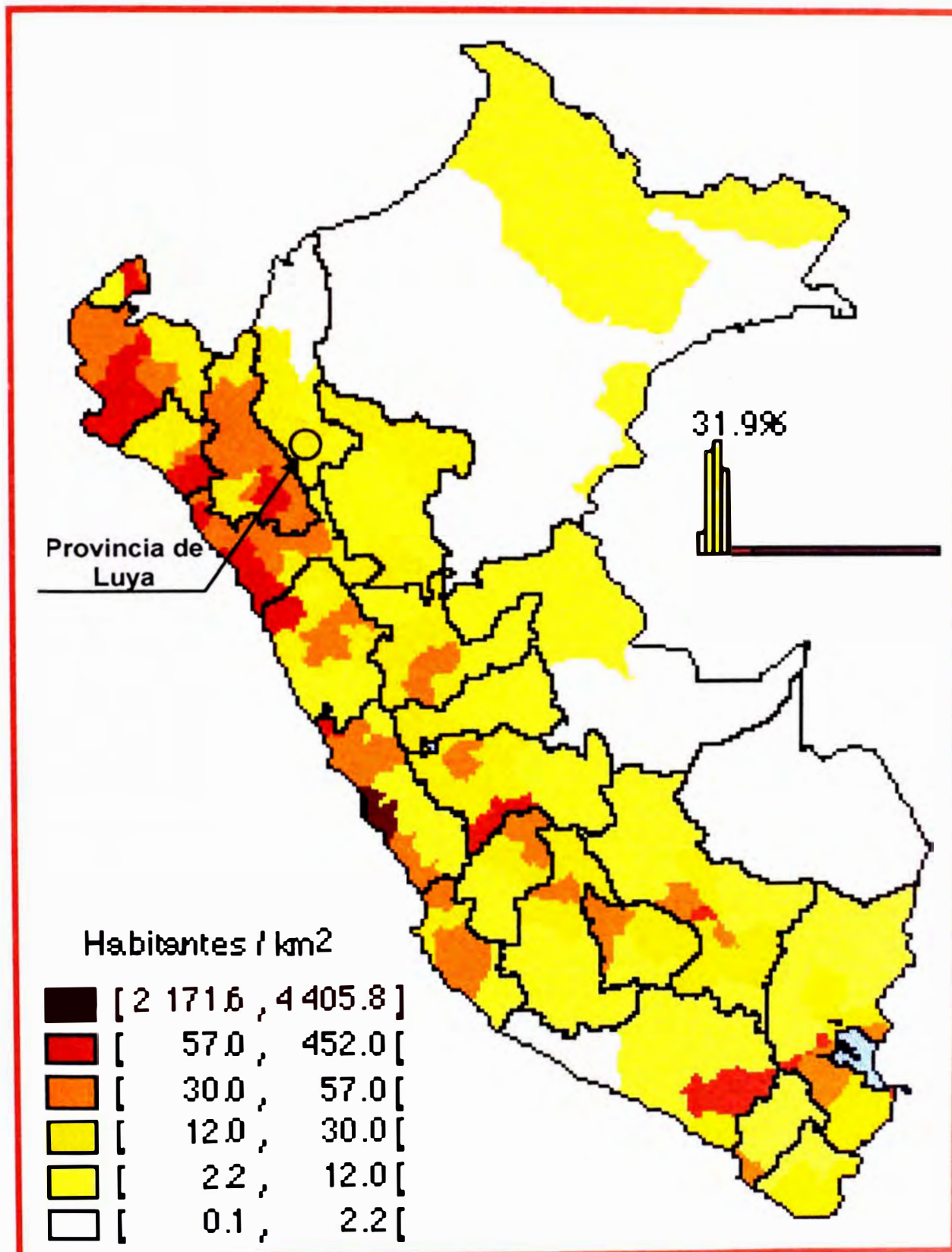


### GRAFICO N° 12 TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL DE LA PROVINCIA DE LUYA





### GRAFICO Nº 13 DENSIDAD POBLACIONAL DE LA PROVINCIA DE LUYA





### 1.9.0 DEMOGRAFIA.

Las ciudades de Luya y Lámud cuentan con datos censales registrados en el INEI, al igual que otras características que se muestran a continuación en los Cuadros N° 17, 18 y 19.

**CUADRO N° 17**  
**DATOS CENSALES DEL DISTRITO DE LUYA**  
**ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993**

AÑO CENSAL	POBLACION (habitantes)					
	URBANA	%	RURAL	%	TOTAL	%
<b>1961</b>	1340	38.83	2111	61.17	3451	100
<b>1972</b>	1616	46.64	1849	53.36	3465	100
<b>1981</b>	1553	46.08	1817	53.92	3370	100
<b>1993</b>	2058	50.93	1983	49.07	4041	100

**CUADRO N° 18**  
**DATOS CENSALES DEL DISTRITO DE LAMUD**  
**ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993**

AÑO CENSAL	POBLACION (habitantes)					
	URBANA	%	RURAL	%	TOTAL	%
<b>1961</b>	2609	84.38	483	15.62	3092	100
<b>1972</b>	2854	89.27	343	10.73	3197	100
<b>1981</b>	2402	84.97	425	15.03	2827	100
<b>1993</b>	2285	89.71	262	10.29	2547	100





**CUADRO N° 19**  
**CARACTERISTICAS DE LA POBLACION CENSAL EN 1993**  
**DE LOS DISTRITOS DE LUYA Y LAMUD**

CARACTERISTICA	CIUDAD			
	LUYA		LAMUD	
5) Población por Sexo				
◆ Hombres	1898	46.97%	1169	45.90%
◆ Mujeres	2143	53.03%	1378	54.10%
	<u>4041</u>	<u>100.00%</u>	<u>2547</u>	<u>100.00%</u>
6) Tasa de Crecimiento Intercensal 1981 – 1993	1.50%		-0.90%	
7) Porcentaje de Población mayor de 15 años.	58.35%		65.06%	
8) Tasa de analfabetismo para población mayor de 15 años.	22.00%		20.80%	
9) Porcentaje de la Población mayor de 15 años con Primaria Completa.	53.40%		59.30%	

[ 17 ] Fuente : INEI - 1993



## CAPITULO II

# DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS ACTUALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y DESAGÜE

A continuación se describe el estado actual de los Sistemas de Agua y Desagüe en las ciudades de Luya y Lámud.

### 2.0.0 SERVICIO DE AGUA POTABLE

#### ❖ LUYA

Existen instalaciones generales en gran parte la ciudad, el Sistema tiene una antigüedad de 40 años. La fuente de abastecimiento son dos quebradas denominadas **Juisha Grande** y **Juisha Chico**, ubicadas a 3.70 km. y 0.80 km. de la ciudad de Luya; de allí parten las tuberías de aducción, las mismas que son F°F° y 4" de diámetro, llegando al reservorio apoyado de 350 m<sup>3</sup> de capacidad, ubicado en la margen izquierda del río Jucusbamba y desde el cuál se distribuye el líquido elemento a toda la ciudad, sin el tratamiento adecuado.

Las tuberías de las redes de distribución son F°F°, cuyos diámetros varían entre 3" y 4", y cuyas áreas útiles se han visto disminuidas por el deterioro de las mencionadas tuberías, sin embargo no se tiene problemas de presión en ningún punto de la ciudad. La longitud de la red de agua es de 7580 mts.



Lo que si es llamativo es la deficiente ubicación de las válvulas de cierre, lo que obligan muchas veces a cortar el servicio a toda la ciudad tan sólo para hacer la reparación en un determinado tramo.

Se puede afirmar que en lo que se refiere a la ciudad de Luya, en la actualidad el 80% de la población goza de éste servicio, y en los últimos tiempos se viene ampliando la red a zonas periféricas de la ciudad utilizando tuberías de PVC.

En el Gráfico N° 15, se indican algunas características principales del actual sistema de abastecimiento de agua.

#### ❖ LAMUD

Presenta redes en un gran sector de la ciudad; su principal fuente de abastecimiento son las aguas del riachuelo “Manzana”, ubicada a 1.40 kms. de la ciudad en mención, las mismas que son llevadas a través de dos tuberías de F°F° de 4” de diámetro, hacia dos tanques apoyados de 80 m<sup>3</sup> de capacidad cada uno, ubicados cerca al antiguo cementerio de la ciudad, desde el cual se distribuye a gran parte de la ciudad, con previo tratamiento que se ha mejorado en los últimos meses.

Debido a que en los últimos años en las épocas de verano, el nivel de agua de la fuente de abastecimiento disminuyó y solo cubría parte de la demanda, se construyó el año de 1997 un nuevo reservorio apoyado de 100 m<sup>3</sup> de capacidad, ubicado aproximadamente a unos 250 metros del Colegio Secundario “Blas Valera”; dicho reservorio es alimentado a través de un sistema de bombeo utilizando las aguas de un manantial próximo denominado Cacshunta; con ello prácticamente se ha dado solución al problema, aún cuando el último sistema resulta costoso para la realidad de éste pueblo.



FOTOGRAFIA N° 07

RESERVORIO DEL SISTEMA DE BOMBEO DE AGUA - LAMUD





río Jucusbamba discurran a través de ella, y como éstas contenían gran cantidad de arena era de esperarse dichas obstrucciones.

Hace unos diez meses atrás se han realizado excavaciones en algunos puntos de la red para observar el estado de las tuberías, y se ha constatado que varios tramos están prácticamente destruidos, presentando además considerables filtraciones en las juntas, rupturas de tubos y disminución de su área útil por la sedimentación de partículas de arena.

Se suma a lo anterior que gran porcentaje de la población aproximadamente un 70%, evacua sus aguas pluviales al sistema de desagüe agravando aún más el estado de estos y provocando obstrucciones que en los últimos meses se han hecho más frecuentes.

Al evacuar las aguas servidas hacia el río Jucusbamba y al no presentar éste, el caudal necesario para una adecuada autopurificación, se contamina las mismas atentando contra la flora y fauna existente, así como contra la salud de muchas personas sobre todo de aquellas ubicadas en la periferie de la ciudad de Lámud, que al no contar con el servicio de agua potable, utilizan las aguas del río como fuente de abastecimiento.

En los Gráficos N°17, N°18 y N°19, se muestran características complementarias del Sistema de Alcantarillado de ésta ciudad.

#### ❖ LAMUD

Presentan una red del tipo perpendicular, que sirve aproximadamente a un 45% de la población, las tuberías conformantes de ella son de Concreto Simple Normalizado (C.S.N.) y cuyo diámetro en general es de 8", con una longitud de la red igual a 7050 mts., descargando el flujo hacia el río Jucusbamba en un



punto ubicado en la última cuadra del Jr. Alto Perú, contaminando de ésta manera aún más las aguas del río mencionado.

La antigüedad de ésta red data de unos 40 años, y su mal estado se debe fundamentalmente a ello; al igual que en la ciudad de Luya muchos pobladores, aproximadamente un 50%, evacua sus aguas de lluvia hacia la red de desagüe.

Cabe mencionar que durante las inundaciones ocurridas en el año de 1993 el sistema de desagüe de la ciudad de Lámud no sufrió daño alguno por encontrarse en cotas superiores respecto al nivel de aguas del río.

En los Gráficos N° 20 y N° 21, se muestran otros detalles del Sistema de Desagüe de la ciudad de Lámud.



FOTOGRAFIA N° 08

DESCARGA DE AGUAS SERVIDAS - MARGEN DERECHA - LUYA



FOTOGRAFIA N° 09

DESCARGA DE AGUAS SERVIDAS - MARGEN IZQUIERDA - LUYA





FOTOGRAFIA N° 10

DESCARGA DE AGUAS SERVIDAS DE LA CIUDAD DE LAMUD

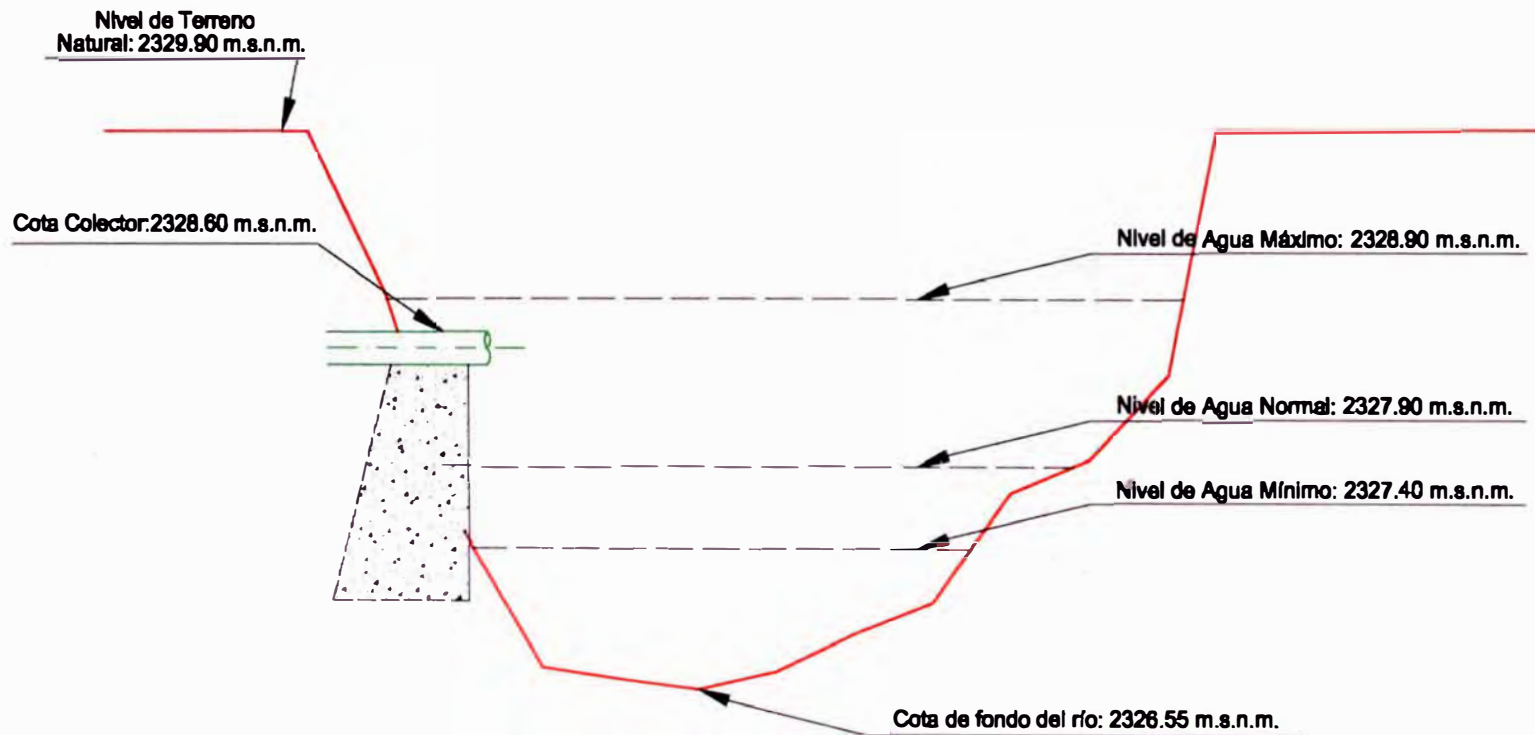






# GRAFICO N° 18

## PUNTO DE DESCARGA DEL SISTEMA ACTUAL DE DESAGÜE DE LA CIUDAD DE LUYA - MARGEN DERECHA RIO JUCUSBAMBA

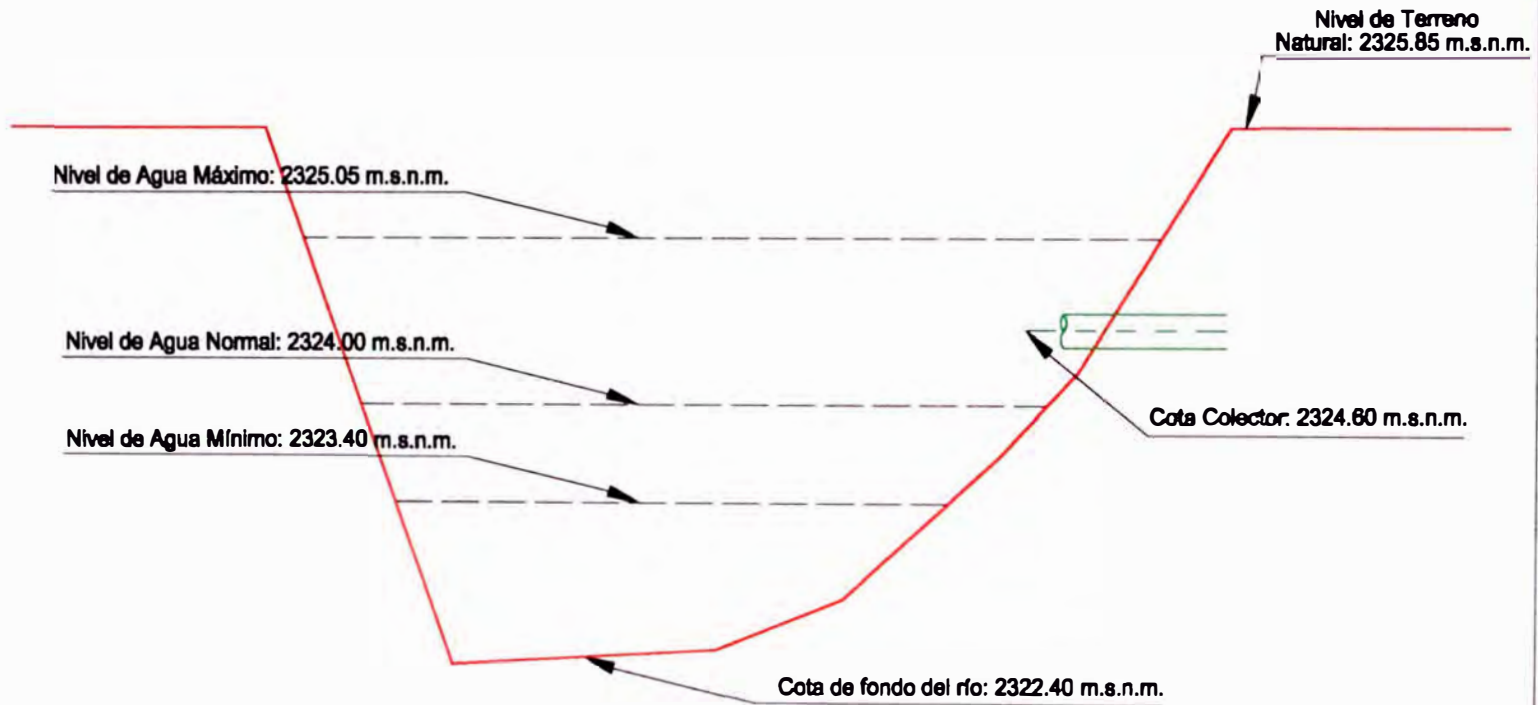


ESCALA: 1:50



## GRAFICO N° 19

### PUNTO DE DESCARGA DEL SISTEMA ACTUAL DE DESAGÜE DE LA CIUDAD DE LUYA - MARGEN IZQUIERDA RIO JUCUSBAMBA

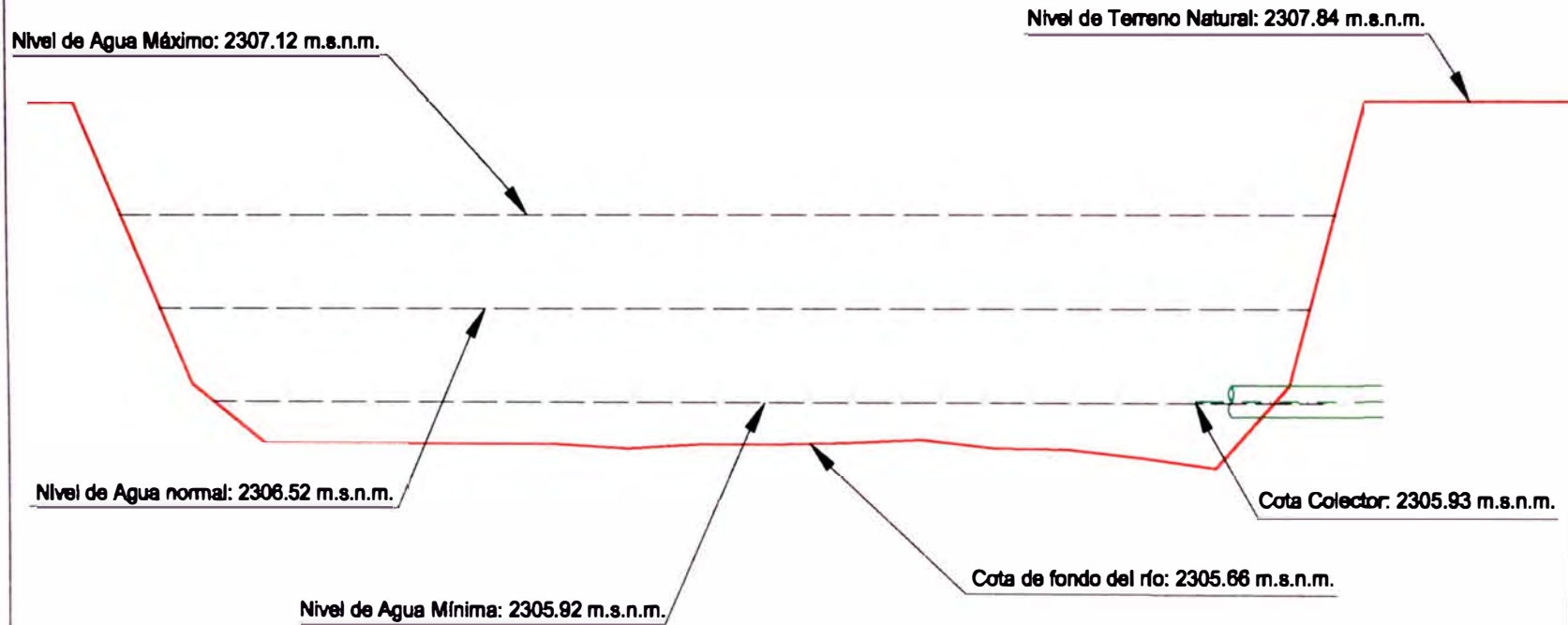


ESCALA: 1:50



# GRAFICO N° 21

## PUNTO DE DESCARGA DEL SISTEMA ACTUAL DE DESAGÜE DE LA CIUDAD DE LAMUD RIO JUCUSBAMBA



ESCALA: 1:50



## CAPITULO III

# PARAMETROS DE DISEÑO

### 3.0.0 PARAMETROS DE DISEÑO.

Constituyen los factores más importantes de todo proyecto de abastecimiento de agua y alcantarillado. Para su elección debemos tener en cuenta los aspectos económicos, limitaciones topográficas, datos estadísticos de la zona, experiencia en el diseño de obras similares ya efectuadas, vida útil de las estructuras, equipos a utilizar y normas expresadas en el Reglamento Nacional de Construcciones, así como sugerencias dadas por Instituciones o Profesionales de reconocido prestigio.

### 3.1.0 PERIODO DE DISEÑO.

Se denomina así, al horizonte en el tiempo, para el cual se dimensiona el sistema, de acuerdo con las proyecciones y perspectivas de desarrollo del área en proyecto; se encuentra ligado tanto a las proyecciones de crecimiento de la población como a las características de los componentes del sistema.

El periodo de diseño nos permite considerar la vida útil o de máxima eficiencia de las estructuras e instalaciones que componen el sistema y cuando deberán ser sustituidas para mantener el nivel técnico del servicio, adoptándose las previsiones necesarias para su reemplazo, preferiblemente en forma coincidente con las etapas de diseño consideradas.



El periodo de diseño se determina por el tiempo de duración de los elementos que intervendrán en todo el análisis del proyecto.

Se realizará todos los cálculos correspondientes para una población dentro de un determinado número de años, ya que a partir de dicha fecha no variará con el tiempo.

### **3.2.0 DETERMINACION DEL PERIODO DE DISEÑO.**

Para determinar el periodo de diseño se consideraran dos aspectos:

#### **3.2.0.1 Criterios para fijar el periodo de diseño.**

Existen dos criterios:

- **Tiempo – Población.-** De acuerdo con este criterio, primero se fija el periodo de diseño y después se calcula la población futura al término de dicho periodo, propio para poblaciones de pequeño crecimiento.
  
- **Población – Tiempo.-** Es la inversa del anterior, primero se asume una población futura y luego se calcula el tiempo en que dicha población será alcanzada, este criterio es usado para ciudades muy grandes y de gran desarrollo.

#### **3.2.0.2 Factores determinantes para el periodo de diseño.**

Existen diversos factores que intervienen en el periodo de diseño, entre los que se puede mencionar los siguientes:



### ➤ **El tiempo de vida útil de las estructuras y los equipos**

La vida útil de las estructuras es función de la resistencia física del material que lo constituye y el desgaste que sufren estos. Todo material con el tiempo y con el uso que se le da se desgasta, pero su resistencia a los que se le diseña es variable, debido a los esfuerzos y daños que sufren, que no se pueden predecir. Por consiguiente en las tuberías de un sistema de abastecimiento de agua existen diversos desgastes por corrosión, erosión, fragilidad y por calidad del material.

### ➤ **Estudio de Factibilidad**

El estudio de factibilidad depende primordialmente del aspecto económico, por lo tanto el periodo de diseño está íntimamente ligado a su costo de construcción, por lo cual esta nos determina una mayor o menor inversión, también depende del índice de crecimiento poblacional.

### ➤ **El crecimiento poblacional**

Es un factor importante porque incluye posibles cambios debido al desarrollo industrial y comercial de la comunidad, ya que pueden variar los índices económicos.

El proporcionarle por ejemplo agua y desagüe a una población es un servicio cuyo costo debe ser retribuido por los beneficiarios, siendo estos muy elevados si se toman periodos muy largos. Para poblaciones con desarrollo muy violento esta podría causar una gran quiebra administrativa., esto nos indica que de acuerdo a las tendencias de aumento de la población, es conveniente elegir periodos de diseño más largos para crecimientos lentos y viceversa.



### ➤ **Tasa de interés**

Es un factor bastante influyente debido a que si la tasa de interés es baja se pueda pensar en períodos largos.

El crecimiento de la población y la tasa de interés tienen cierta relación, así a menor relación de crecimiento menor tasa de interés, esto implica un mejor funcionamiento en los primeros años, para poder proyectar los diseños hacia el futuro y por ende a la justificación económica.

Generalmente los sistemas de alcantarillado se diseñan y construyen para satisfacer una población mayor que la actual (población futura).

### **3.2.1 FIJACION DEL PERIODO DE DISEÑO.**

Para fijar un período de diseño, existen algunos criterios, que relacionan los diversos factores mencionados anteriormente y sugieren ciertos valores, los mismos que serán detallados a continuación:

- Cuando se trata de ciudades en los cuales es posible trazar un Plan Regulador para su desarrollo, se fijan horizontes de 20 años con etapas de construcción de 10 años, definiéndose las áreas factibles de una densificación progresiva para no deprimir las condiciones de servicio en el periodo de transición entre etapas.
- En localidades con menos de 5000 habitantes, generalmente se puede establecer una sola etapa de diseño para un horizonte de 10 a 15 años de acuerdo con las proyecciones de población y sus probabilidades de desarrollo.
- Por el número de habitantes:
  - Para poblaciones de 2000 hasta 20000 habitantes se considera 15 años.
  - Para poblaciones de 20000 a más habitantes se considera 10 años.



- En áreas urbanas definidas (urbanizaciones o asentamientos humanos en desarrollo), el horizonte de diseño esta definido por el periodo en el que alcanzan su ocupación plena, de acuerdo con las características de uso asignadas por la entidad competente; generalmente se les considera solo una etapa de diseño.
- Fair & Geyer [12], sugieren para los diversos componentes del sistema de alcantarillado, los períodos de diseño mostrados en el Cuadro N° 20.

**CUADRO N° 20**  
**PERIODOS DE DISEÑO PARA LOS DIVERSOS COMPONENTES**  
**DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>PERIODO DE DISEÑO</b>
Colectores secundarios.	25 años o más
Colectores principales, emisores, interceptores.	40 a 50 años
Plantas de tratamiento:	
◆ Crecimiento y tasa de interés bajo	20 a 25 años
◆ Crecimiento y tasa de interés alto	10 a 15 años

- Dentro de los factores determinantes para un período de diseño, se consideró a la tasa de interés como uno de ellos; Donal L. Lauria [12] desarrolló un modelo matemático para analizar la mencionada variable y llegó a obtener una fórmula mediante la cual se determina el período de diseño óptimo.





Fórmula de Donal L. Lauria [12]

$$x_1 = \frac{2.6 \times (1 - \alpha)^{1.12}}{i} \dots\dots\dots (Ec. 1)$$

Donde:

- $x_1$  = Período de Diseño Optimo. (P.D.O.)
- $\alpha$  = Factor de Economía de Escala.
- $i$  = Costo de oportunidad del capital a valores reales.

Se indica a continuación en el Cuadro N° 21, valores del coeficiente "α" para algunos de los componentes del sistema:

**CUADRO N° 21**  
**VALORES DEL FACTOR DE ECONOMIA DE ESCALA "α" PARA LOS**  
**DIVERSOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

COMPONENTE	FACTORES DE ECONOMIA DE ESCALA ( α )
Redes de alcantarillado.	0.30
Colectores principales.	0.16
Emisores.	0.29
Equipo de bombeo de aguas residuales.	0.49



### 3.2.2 CALCULO DEL PERIODO DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD

Conocidas las características de población de las ciudades de Luya y Lámud, se adoptará el criterio Tiempo – Población para la fijación del período de diseño, por cuanto se trata de localidades relativamente pequeñas y en la que el crecimiento poblacional será progresivo.

Como se destacó anteriormente los períodos óptimos de diseño se adoptan de acuerdo con la realidad económica de las localidades, es por ello que se realizará el cálculo del mencionado período utilizando la fórmula planteada por Donal L. Lauria ; para ello el costo de oportunidad del capital a valores reales será considerado igual a 10%.

- Fórmula de Donal L. Lauria [12]

$$x_1 = \frac{2.6 \times (1 - \alpha)^{1.12}}{i}$$

Como en todo sistema de alcantarillado actual, en las ciudades de Luya y Lámud, los componentes a considerar son: Red de alcantarillado, Colectores, Emisores, Equipos de Bombeo de Aguas Residuales y Plantas de Tratamiento; en el Cuadro N° 22 se realiza el cálculo de los períodos óptimos de diseño.



**CUADRO N° 22**  
**CALCULO DE LOS PERIODOS OPTIMOS DE DISEÑO PARA LOS COMPONENTES DE**  
**LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

<b>COMPONENTE</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>I (%)</b>	<b>P.D.O.: <math>X_1</math> (años)</b>
Red de alcantarillado	0.30	10	17
Colectores principales	0.16	10	21
Emisores	0.29	10	18
Equipos de Bombeo	0.49	10	12

**SUMA : 68**

$$\text{P.D.O. PROMEDIO} = \frac{68}{4} = 17 \text{ años}$$

El otro componente de los Sistemas de Alcantarillado de las ciudades en estudio son las Plantas de Tratamiento, por lo tanto se tomará en cuenta las sugerencias de Fair & Geyer [12] mostradas en el Cuadro N° 20 para Plantas de Tratamiento con crecimiento y tasa de interés bajo, en el cual se considera Periodos de Diseño entre 20 y 25 años.

En consecuencia considerando el P.D.O. PROMEDIO, y la sugerencia de Fair & Geyer [12], se adoptará un Período de Diseño igual a 20 años.

**PERIODO DE DISEÑO = 20 AÑOS**



Aceptándose que la red de alcantarillado y planta de tratamiento, en forma independiente tanto en la ciudad de Luya como en la ciudad de Lámud se construyan en un periodo de 2 años, entonces se considera que:

Año actual	=	2000
Año de construcción	=	2
Periodo de diseño	=	20
-----		
<b>AÑO</b>	<b>=</b>	<b>2022</b>

**Por consiguiente se diseñará los Sistemas de Alcantarillado en las localidades de Luya y Lámud para el año 2022.**

### **3.3.0 CRECIMIENTO POBLACIONAL**

La predicción del crecimiento poblacional deberá ser perfectamente justificado de acuerdo a las características de la ciudad, sus factores socio – económicos y su tendencia de desarrollo. El cálculo de la población futura se efectúa empleando métodos que utilizan datos conocidos, tanto actuales como pasados, determinándose por extrapolación los valores futuros, los mismos que deberán ser considerados como aproximados debido a la complejidad de los fenómenos que intervienen en el crecimiento poblacional.

Existen diversos métodos que nos permiten calcular la población futura, entre ellos tenemos: Métodos Gráficos, Métodos Matemáticos y el Método Racional.



### 3.3.1 Métodos Gráficos

#### 3.3.1.1 Método de Tendencias

A escala conveniente se plotea los valores de los datos censales, ubicando en el eje de las ordenadas las Poblaciones y en el eje de las abscisas los años, estableciéndose entre dos puntos consecutivos una recta de crecimiento.

Posteriormente debe trazarse a través de los puntos ploteados una curva suave de mejor adherencia a los mismos que muestra la tendencia de crecimiento de la población. Este método también es conocido como el Método de Trazado de una Curva al ojo.

#### A) CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL PARA LA CIUDAD DE LUYA.

Los datos censales con que se cuenta se muestran a continuación.

**CUADRO N° 23**  
**DATOS CENSALES DE LA CIUDAD DE LUYA**  
**ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993**

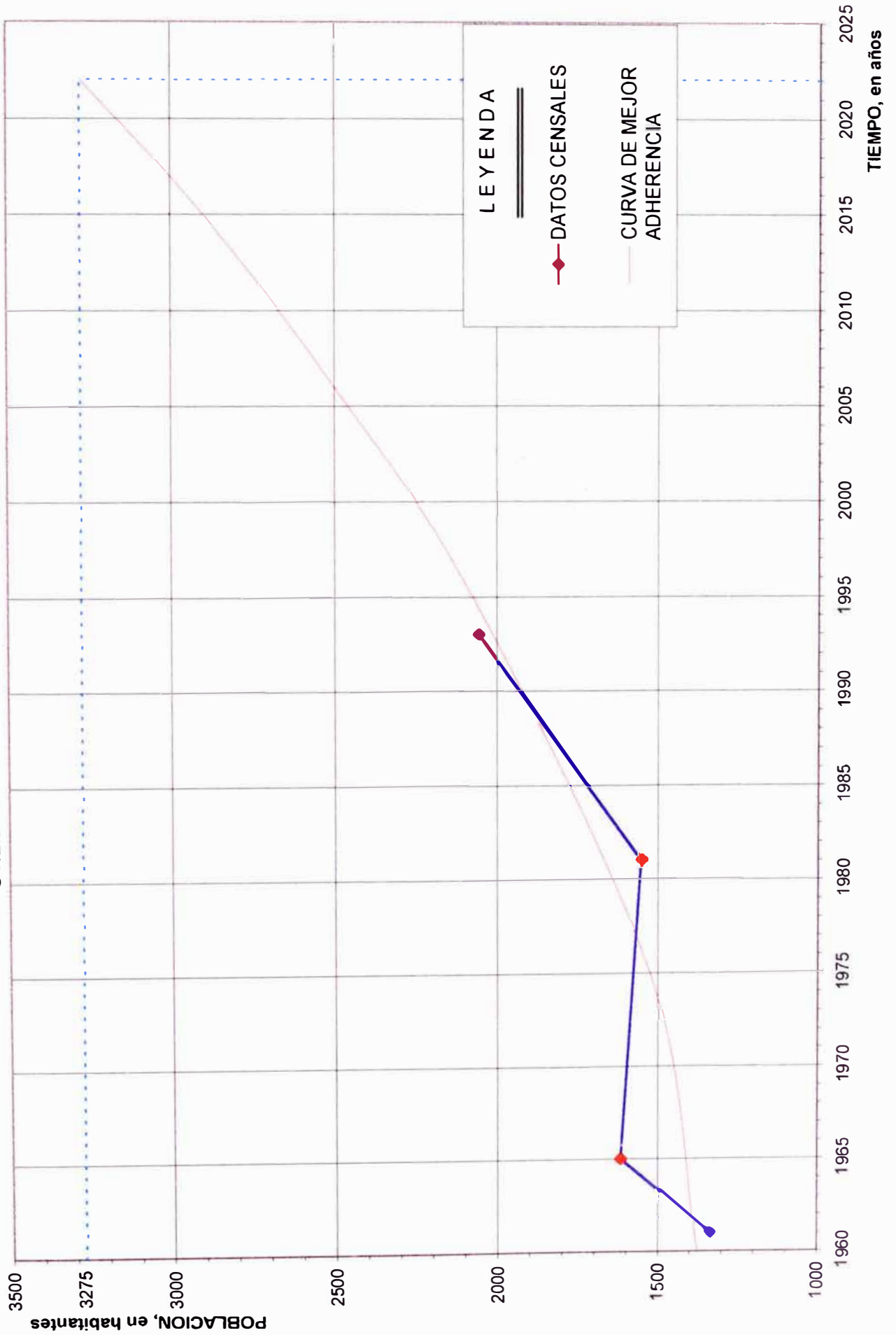
<b>AÑO CENSAL</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>
1961	1340
1972	1616
1981	1553
1993	2058

En el Gráfico N° 22, que a continuación se muestra, se ha calculado la población para el año 2022, utilizando el Método descrito.



GRAFICO N° 22

**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA  
UTILIZANDO EL METODO DE TENDENCIAS**





\*\* De acuerdo al gráfico obtenido, se concluye que:

$$P_{2022} = 3275 \text{ habitantes.}$$

**B) CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL PARA LA CIUDAD DE LAMUD.**

Los datos censales con que se cuenta se muestran a continuación.

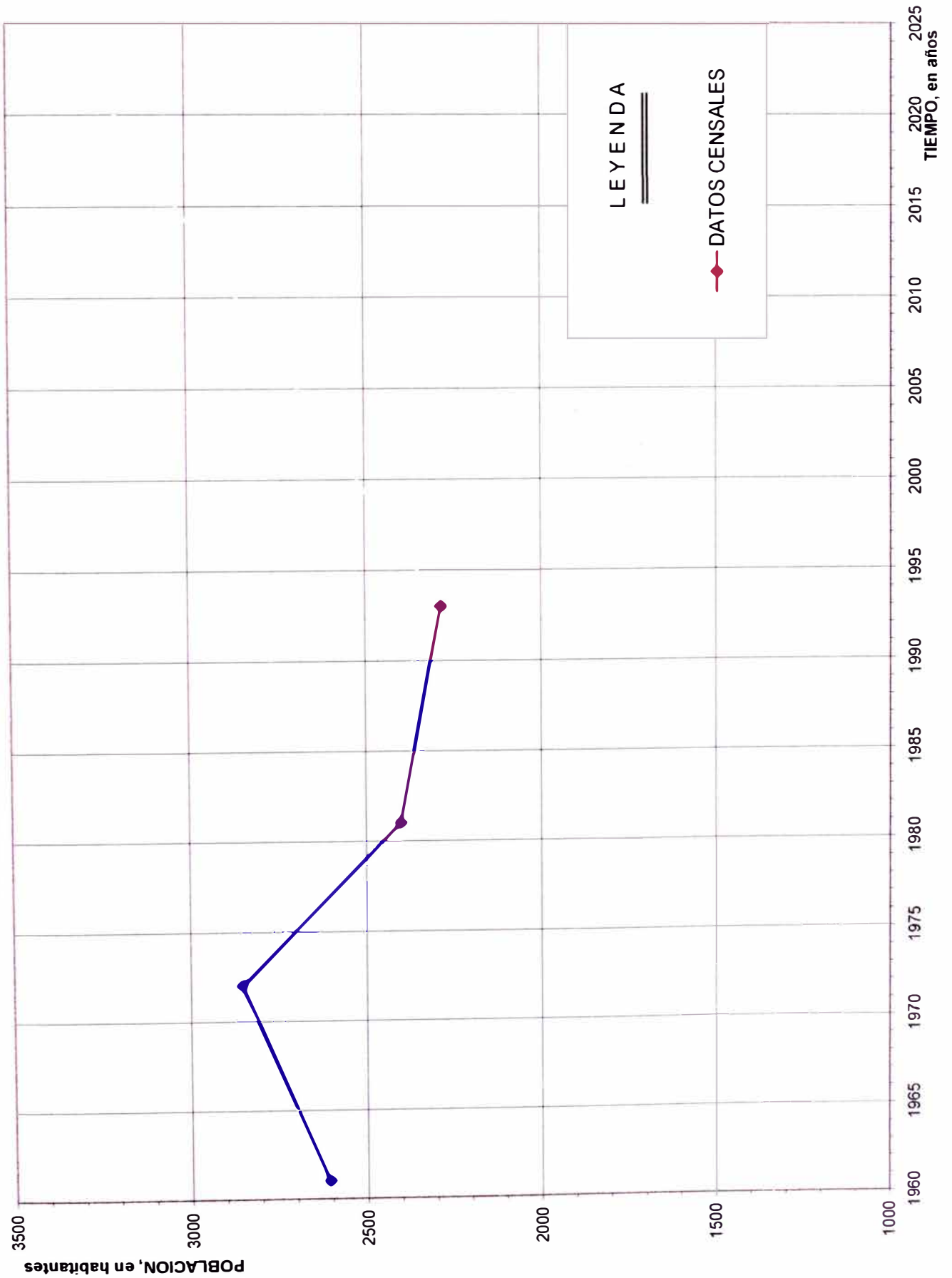
**CUADRO N° 24  
DATOS CENSALES DE LA CIUDAD DE LAMUD  
ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993**

<b>AÑO CENSAL</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>
1961	2609
1972	2854
1981	2402
1993	2285

En el Gráfico N° 23 se ha planteado los datos censales de la ciudad de Lámud, observándose claramente, que la aplicación del Método de Tendencias no es posible.



REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DATOS CENSALES DE  
LA CIUDAD DE LAMUD ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993





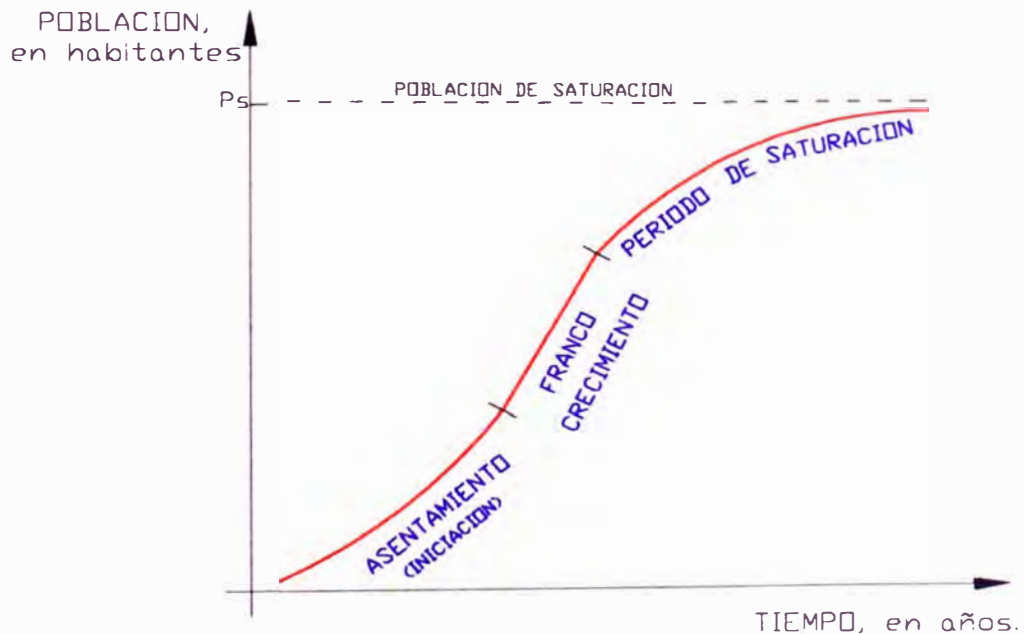


### 3.3.2 Métodos Matemáticos

Los métodos analíticos suponen que en base de los datos censales previos de una población es posible tratar de asimilar el crecimiento poblacional de una ciudad a una curva de mejor adherencia a los puntos censales, y que tienen leyes de estructuras matemáticas tales como aritméticas, geométricas, parabólicas, etc.

El comportamiento en forma gráfica del crecimiento poblacional de una ciudad es semejante a una curva que tiene forma de "S", como se muestra en el Gráfico N°24. En ella se observa un crecimiento inicial y luego un crecimiento tardío o un índice decreciente, alcanzando un valor de saturación.

**GRAFICO N° 24**  
**COMPORTAMIENTO DEL CRECIMIENTO**  
**POBLACIONAL DE UNA CIUDAD**





Existen varios métodos matemáticos, de los cuales se estudiará los siguientes:

- Método Geométrico
- Método de Interés Simple
- Método de los Incrementos Variables
- Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimiento Porcentuales de Tendencia Aritmética.

### 3.3.2.1 Método Geométrico

Generalmente éste método se emplea cuando la población se encuentra en una etapa inicial o en un período de saturación, y cuando las variaciones de ella respecto al tiempo son dependientes de la población; con dicha premisa, a continuación se obtiene las fórmulas utilizadas para el cálculo del crecimiento poblacional por el método en estudio.

$$\frac{dP}{dt} = k \times P \quad (\text{Ec. 1})$$

Integrando la ecuación N° 1:

$$\int \frac{dP}{P} = k \int dt$$

$$\ln [ P ]_i^f = k [ t ]_i^f$$

$$k = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_f - t_i}$$

$$k = \ln \left( \frac{P_f}{P_i} \right) * \frac{1}{t_f - t_i}$$



Para determinar poblaciones postcensales, se tiene:

$$\ln [ P ]_f^t = k [ t ]_f^t$$

$$\ln P_f - \ln P_i = k \cdot [ t_f - t_i ]$$

$$\ln P_t - \ln P_f = \ln \left( \frac{P_f}{P_i} \right) \cdot \frac{(t_t - t_f)}{(t_f - t_i)}$$

$$\ln P_t = \ln P_f + \ln \left( \frac{P_f}{P_i} \right) \cdot \frac{(t_t - t_f)}{(t_f - t_i)}$$

$$P_t = e^{\ln P_f} \times [ e^{\ln(P_f/P_i)} ] \cdot [(t_t - t_f)/(t_f - t_i)]$$

$$P_t = P_f \times [ P_f / P_i ]^{[(t_t - t_f)/(t_f - t_i)]}$$

Adoptando que:

$$q = [ P_f / P_i ]^{(1/(t_f - t_i))}$$

$$q = \sqrt[t_f - t_i]{\frac{P_f}{P_i}}$$

Entonces:

$$P_t = P_f \times [ q^{(t_t - t_f)} ]$$

Donde:

- $P_t$  = Población futura en un tiempo "t"
- $P_f$  = Última Población Censal
- $t_t$  = Tiempo en que se desea calcular la población.
- $t_f$  = Año del último dato de Población Censal.
- $q$  = Factor de cambio de las poblaciones



Como se observa en éste Método, para su aplicación solo se requiere de dos datos censales, sin embargo es conveniente trabajar con todos los datos posibles, obteniendo razones de crecimiento por cada par de datos, y para tener una mejor suavización de la curva se adopta una razón de crecimiento promedio; así:

$$\bar{q} = \sum_{i=1}^n q_i * \frac{1}{n}$$

Donde:

$q_i$  = Razón de crecimiento entre los datos censales "i" e "i+1"

$n$  = Número de razones de crecimiento.

### 3.3.2.2 Método de Interés Simple

Se considera que el crecimiento poblacional de una determinada ciudad se comporta de forma semejante a un capital puesto a un interés simple, cuando la variación de la población en un determinado tiempo es constante, en función a ello se va a obtener las fórmulas empleadas en la aplicación de éste método.

$$\frac{dP}{dt} = k \quad (\text{Ec. 1})$$

Integrando la ecuación N° 1:

$$\int dP = k \int dt$$



$$[ P ]_i^f = k [ t ]_i^f$$

$$k = \frac{P_f - P_i}{t_f - t_i}$$

Para determinar poblaciones postcensales, se tiene:

$$[ P ]_f^t = k [ t ]_f^t$$

$$P_t - P_f = k \cdot [ t_t - t_f ]$$

$$P_t - P_f = \frac{(P_f - P_i)}{(t_f - t_i)} \times (t_t - t_f)$$

$$P_t = P_f + \frac{(P_f - P_i)}{(t_f - t_i)} \times (t_t - t_f)$$

$$P_t = P_f \left( 1 + \frac{(P_f - P_i)}{P_f \times (t_f - t_i)} \times (t_t - t_f) \right)$$

Adoptando que:

$$r = \frac{(P_f - P_i)}{P_f \times (t_f - t_i)}$$

Entonces:

$$P_t = P_f [ 1 + r \times (t_t - t_f) ]$$

Donde:

- $P_t$  = Población futura en un tiempo "t"
- $P_f$  = Última Población Censal
- $t_t$  = Tiempo en que se desea calcular la población.
- $t_f$  = Año del último dato de Población Censal.
- $r$  = Razón de crecimiento de las poblaciones



Al igual que en el Método Geométrico, para la aplicación del presente Método solamente es necesario contar con dos datos censales, sin embargo se recomienda trabajar con todos los datos con que se cuenta, obteniendo razones de crecimiento por cada par de datos, para que finalmente se adopte una razón promedio según se indica:

$$\bar{r} = \sum_{i=1}^n r_i * \frac{1}{n}$$

Donde:

- $r_i$  = Razón de crecimiento entre los datos censales “i” e “i+1”
- $n$  = Número de razones de crecimiento.

### 3.3.2.3 Método de los Incrementos Variables.

Se basa en los datos de poblaciones, las dos más antiguas y las dos últimas para establecer el desarrollo poblacional, también conocido como el Método de las 4 poblaciones, para el uso del presente los datos censales deben estar “equidistantes” en el tiempo, a continuación se hace la deducción de las fórmulas empleadas por el presente método.

POBLACION		INCREMENTO DE LA POBLACION ( $\Delta P$ )	INCREMENTO DE INCREMENTOS ( $\Delta_2 P$ )
$P_0$	a	----	----
$P_1$	b	<del>b</del> - a	----
$P_2$	c	c - b	( <del>c</del> - b) - (b - a)
$P_3$	d	d - c	( <del>d</del> - c) - (c - b)
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	m	<del>m</del> - d	( <del>m</del> - d) - (d - c)
⋮	⋮	⋮	⋮
↓ $P_n$	n	n - m	(n - m) - (m - d)
Z DATOS		Z-1 DATOS	Z-2 DATOS
$\Sigma$		n - a	(n - m) - (b - a)

Media del incremento:

$$\overline{\Delta P} = \frac{\Sigma (\Delta P)}{Z - 1} = \frac{n - a}{Z - 1}$$

En términos de la población:

$$\overline{\Delta P} = \frac{P_n - P_a}{Z - 1}$$

Media del Incremento de incrementos:

$$\overline{\Delta_2 P} = \frac{(P_n - P_m) - (P_b - P_a)}{Z - 2}$$

Si consideramos a  $P_r$ ,  $P_s$ ,  $P_t$ ; como poblaciones futuras y posteriores a  $P_n$ ,

tenemos:

$$\begin{array}{l}
 P_n \\
 1 \quad \swarrow \quad \searrow \quad \Rightarrow \quad P_r = P_n + \Delta P \\
 2 \quad \swarrow \quad \searrow \quad \Rightarrow \quad P_s = P_r + \Delta P + P \Delta_2 P \\
 3 \quad \swarrow \quad \searrow \quad \Rightarrow \quad P_t = P_s + \Delta P + \Delta_2 P \cdot 2 \\
 \vdots \\
 m
 \end{array}$$

$$P_t = P_n + \Delta P + \Delta P + \Delta_2 P + \Delta P + 2\Delta_2 P$$

Ordenando:  $P_t = P_n + \Delta P + \Delta P + \Delta P + \Delta_2 P + 2\Delta_2 P$

$$P_t = P_n + m \Delta P + \Delta_2 P [1 + 2 + 3 + \dots + m-1]$$

$$P_t = P_n + m \Delta P + \Delta_2 P [\Sigma(1 + 2 + 3 + \dots + m-1)]$$

Pero sabemos que:

$$\frac{a + b + c + \dots + u}{\text{"n" términos}} = \frac{(a + u) \cdot n}{2}$$

Para el caso:

$$S = \Sigma(1 + 2 + 3 + \dots + m-1) = \frac{(1 + m - 1) \cdot (m - 1)}{2} = \frac{m(m - 1)}{2}$$

Finalmente:

$$P_t = P_n + m \Delta P + \frac{m(m-1)}{2} \cdot \Delta_2 P$$

Donde:

$P_t$  = Población a calcular

$P_n$  = Ultimo dato censal.

$m$  = # de intervalos intercensales, desde el último censo hasta la fecha pedida.

### 3.3.2.4 Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimientos Porcentuales de Tendencia Aritmética.

Este método se basa en censos equidistantes en el tiempo; de lo contrario primeramente se deberá normalizar los datos censales con que se cuenta.

Las fórmulas utilizadas para la aplicación del método en estudio, se presenta a continuación:





<b>i</b>	<b>x</b>	<b>y</b>	<b>x<sup>2</sup></b>	<b>xy</b>
1	x <sub>1</sub>	y <sub>1</sub>	x <sub>1</sub> <sup>2</sup>	x <sub>1</sub> y <sub>1</sub>
2	x <sub>2</sub>	y <sub>2</sub>	x <sub>2</sub> <sup>2</sup>	x <sub>2</sub> y <sub>2</sub>
3	x <sub>3</sub>	y <sub>3</sub>	x <sub>3</sub> <sup>2</sup>	x <sub>3</sub> y <sub>3</sub>
·	·	·	·	·
·	·	·	·	·
·	·	·	·	·
n	x <sub>n</sub>	y <sub>n</sub>	x <sub>n</sub> <sup>2</sup>	x <sub>n</sub> y <sub>n</sub>
n+1	x <sub>n+1</sub>	y <sub>n+1</sub>	x <sub>n+1</sub> <sup>2</sup>	x <sub>n+1</sub> y <sub>n+1</sub>
SUMA	Σ x	Σ y	Σ x <sup>2</sup>	Σ x.y
PROMEDIO	$\frac{\Sigma x}{n}$	$\frac{\Sigma y}{n}$	$\frac{\Sigma x^2}{n}$	$\frac{\Sigma x.y}{n}$

Donde:

i = Número de datos censales

y<sub>i</sub> = Razón de crecimiento porcentual, y definido por:

$$y_i = \frac{(x_{i+1} - x_i)}{x_i}$$

x<sub>i</sub> = población

Los valores x<sub>i</sub> e y<sub>i</sub>; varían linealmente, por lo tanto:

$$y_i = a + b.x_i$$

El cálculo de a y b se realiza mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$a + b \left( \frac{\Sigma x}{n} \right) - \left( \frac{\Sigma y}{n} \right) = 0 \tag{Ec. 1}$$



$$a \left( \frac{\sum X}{n} \right) + b \left( \frac{\sum X^2}{n} \right) - \left( \frac{\sum X.Y}{n} \right) = 0 \quad (\text{Ec. 2})$$

Alternativamente en lugar de usar la ecuación (2), se puede usar la siguiente ecuación:

$$a + b \left( \frac{\sum X^2}{\sum X} \right) - \left( \frac{\sum X.Y}{\sum X} \right) = 0 \quad (\text{Ec. 3})$$

Obtenidas las Ecuación correspondientes a los Métodos Matemáticos en estudio, a continuación, se le aplicará a nuestras ciudades del proyecto.

#### A) CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA.

Los datos censales con que se cuenta se muestran a continuación.

CUADRO N° 25  
DATOS CENSALES DE LA CIUDAD DE LUYA  
ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993

AÑO CENSAL	POBLACION (habitantes)
1961	1340
1972	1616
1981	1553
1993	2058



**1.- Método Geométrico**

En el Cuadro N° 26, que a continuación se observa, registra los cálculos con la aplicación del presente Método.

**CUADRO N° 26**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA**  
**UTILIZANDO EL METODO GEOMETRICO**

<b>AÑO</b>	<b><math>t_{i+1} - t_i</math> (*)</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>	<b>Q (**)</b>
<b>1961</b>		1340	
<b>1972</b>	11	1616	1.0172
<b>1981</b>	9	1553	0.9956
<b>1993</b>	12	2058	1.0237

$$\bar{q} = 1.0122$$

(\*) : Diferencia entre años censales consecutivos.

(\*\*) : Factor de cambio de las poblaciones;  $q = \sqrt[t_{i+1} - t_i]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$

Por lo tanto la ecuación queda definida así:

$$P_t = 2058 \times [ 1.0122 ]^{(t - 1993)}$$

\*\* De acuerdo al período de diseño obtenido, se calculará la población para el año 2022.

$$P_{2022} = 2058 \times [ 1.0122 ]^{29}$$

$$P_{2022} = 2925 \text{ habitantes.}$$



## 2.- Método de Interés Simple

En el Cuadro N° 27, se observa la aplicación de éste Método.

**CUADRO N° 27**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA**  
**UTILIZANDO EL METODO DE INTERES SIMPLE**

<b>AÑO</b>	<b><math>t_{i+1} - t_i</math> (*)</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>	<b>R (**)</b>
<b>1961</b>		1340	
<b>1972</b>	11	1616	0.0187
<b>1981</b>	9	1553	-0.0043
<b>1993</b>	12	2058	0.0271

$$\bar{r} = 0.0138$$

(\*) : Diferencia entre años censales consecutivos.

(\*\*) : Razón de crecimiento de las poblaciones;  $r = \frac{(P_{i+1} - P_i)}{P_i \times (t_{i+1} - t_i)}$

Por lo tanto la ecuación queda definida así:

$$P_t = 2058 \times [ 1 + 0.0138 \times (t_t - 1993) ]$$

\*\* Por el período de diseño obtenido, se calculará la población para el año 2022.

$$P_{2022} = 2058 \times [ 1 + 0.0138 \times 29 ]$$

$$P_{2022} = 2882 \text{ habitantes.}$$



### 3.- Método de los Incrementos Variables

Para la aplicación del presente método, ha sido necesario calcular las poblaciones intercensales equidistantes cada 10 años, admitiendo una razón de crecimiento aritmético entre ellas, obteniéndose los resultados que se muestran en el Cuadro N° 28.

**CUADRO N° 28**  
**POBLACIONES INTERCENSALES EQUIDISTANTES**  
**CADA 10 AÑOS DE LA CIUDAD DE LUYA**

<b>AÑO</b>	1963	1973	1983	1993
<b>POBLACION (habitantes)</b>	1390	1609	1637	2058

En el cuadro siguiente (Cuadro N° 29), se muestra la aplicación del Método de Incrementos Variables

**CUADRO N° 29**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA**  
**UTILIZANDO EL METODO DE INCREMENTOS VARIABLES**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>	<b><math>\Delta P</math> (*)</b>	<b><math>\Delta_2 P</math> (**)</b>
<b>1963</b>	1390		
<b>1973</b>	1609	219	
<b>1983</b>	1637	28	-191
<b>1993</b>	2058	421	393

$\Sigma =$                       **668**                      **202**

(\*) : Incremento de la población,  $P_{i+1} - P_i$ .

(\*\*): Incrementos de incrementos de la población,  $\Delta P_{i+1} - \Delta P_i$



Entonces:

$$\overline{\Delta P} = \frac{668}{(4 - 1)} = 222.67$$

$$\overline{\Delta_2 P} = \frac{202}{(4 - 2)} = 101.00$$

Por lo tanto la ecuación de crecimiento será:

$$P_t = 2058 + 222.67 \times m + 101 \times \frac{m(m-1)}{2}$$

Donde:

$m$  = # de intervalos intercensales, desde el último censo hasta la fecha pedida.

\*\* De acuerdo al período de diseño obtenido, se calculará la población para el año 2022.

$$\text{Para } m = (2022 - 1993) / 10 = 2.9$$

$$P_{2022} = 2058 + 222.67 \times 2.9 + 101 \times \frac{2.9(1.9)}{2}$$

$$P_{2022} = 2982 \text{ habitantes.}$$

#### 4.- Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimientos Porcentuales de Tendencia Aritmética

Para utilizar el presente Método, se ha preferido normalizar por décadas los datos censales existentes, por lo tanto se utilizará los valores consignados en el Cuadro N° 28.



El cálculo del crecimiento poblacional de la ciudad de Luya, a través del Método en estudio, se muestra a continuación, en el Cuadro N° 30.

**CUADRO N° 30**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA**  
**UTILIZANDO EL METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS**  
**POR INCREMENTOS PORCENTUALES ADMITIENDO**  
**CRECIMIENTO ARITMETICO ( Y = a + bX )**

<b>AÑO</b>	<b>x<sub>i</sub></b> <b>( * )</b>	<b>y<sub>i</sub> (%)</b> <b>( ** )</b>	<b>x<sub>i</sub><sup>2</sup></b>	<b>x<sub>i</sub> y<sub>i</sub></b>
<b>1963</b>	1390	15.76	1 932100	21906.40
<b>1973</b>	1609	1.74	2 588881	2799.66
<b>1983</b>	1637	25.72	2 679769	42103.64
<b>1993</b>	2058			
<b>Σ</b>	4636	43.22	7 200750	66809.70
<b>PROMEDIOS</b>	1545.33	14.407	2 400250	22269.90

( \* ) : Población en habitantes.

( \*\* ) : Razón de crecimiento porcentual,  $y_i = \frac{(x_{i+1} - x_i)}{x_i} * 100$

Por lo tanto empleando las ecuaciones (1) y (3), planteadas por el método en estudio:

$$a + 1545.33 b - 14.407 = 0 \quad ( I )$$

$$a + \left( \frac{7\ 200750}{4636} \right) b - \left( \frac{66809.70}{4636} \right) = 0$$

$$a + 1553.22 b - 14.411 = 0 \quad ( II )$$



Resolviendo el Sistema de Ecuaciones, obtenemos:

$$a = 13.634$$

$$b = 0.0005$$

Por lo tanto la razón de crecimiento porcentual, queda definida por:

$$y = 13.634 + 0.0005x$$

En base a la razón de crecimiento porcentual, se procederá a calcular la población para el año 2022, año hacia el cual se ha proyectado la vida útil del sistema de alcantarillado, como se muestra en el Cuadro N° 31.

**CUADRO N° 31**  
**CALCULO DE LA POBLACION PARA EL AÑO 2022 EN**  
**LA CIUDAD DE LUYA**

AÑO	"N" ( * )	POBLACION (habitantes)	CRECIMIENTO POR DECADA	
			%	INCREMENTO
1993	0	2058	14.663	302
2003	10	2360	14.814	350
2013	20	2710	14.989	406
2023	30	3116		

( \* ) : Número de años después del último censo.

Calculando la población intercensal entre 2013 y 2023 para el año 2022, se obtiene:

$$P_{2022} = 3075 \text{ habitantes.}$$





## B) CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL PARA LA CIUDAD DE LAMUD.

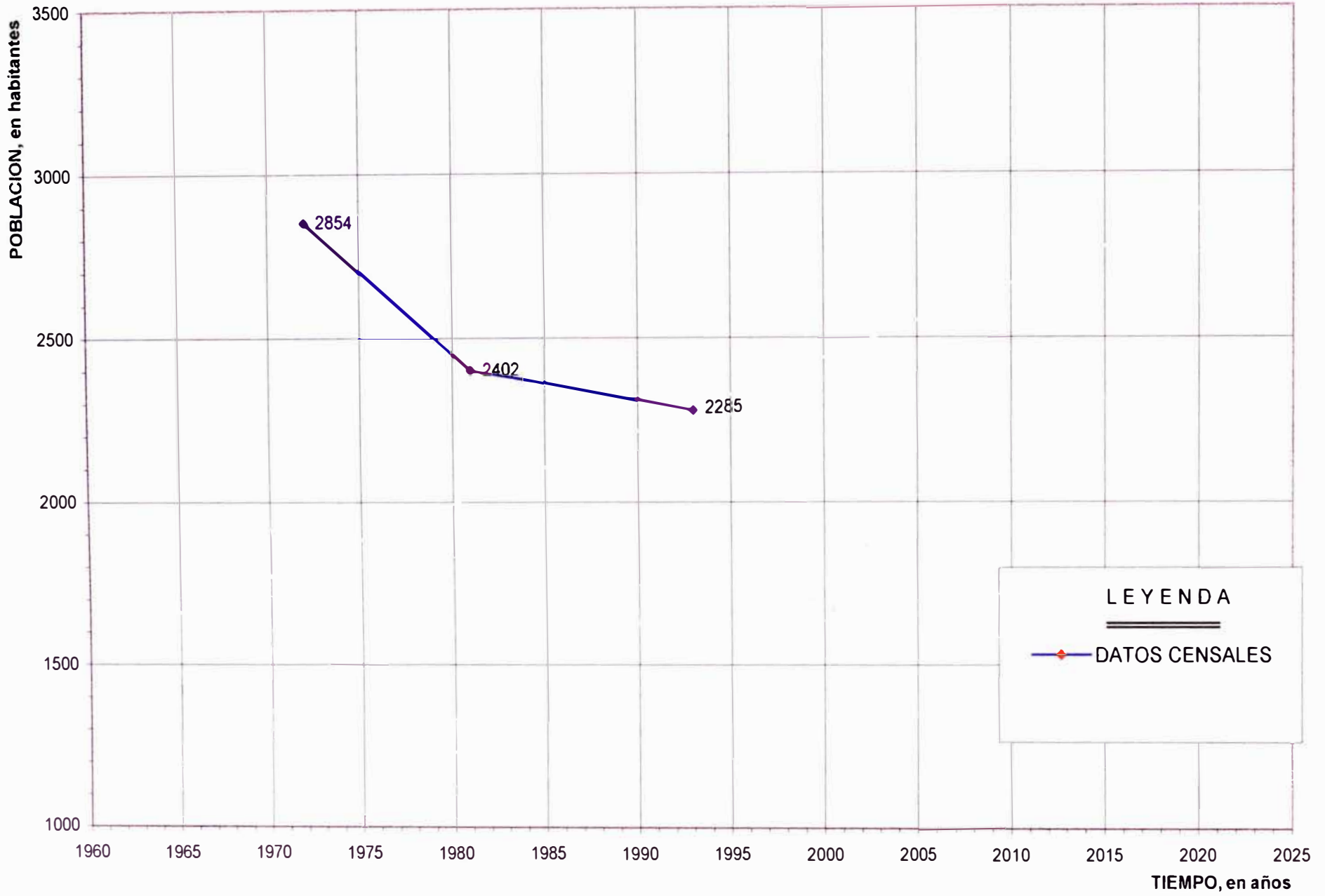
Los datos censales con que se cuenta se muestran a continuación en el Cuadro N° 32.

**CUADRO N° 32**  
**DATOS CENSALES DE LA CIUDAD DE LAMUD**  
**ENTRE LOS AÑOS 1961 - 1993**

<b>AÑO CENSAL</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>
1961	2609
1972	2854
1981	2402
1993	2285

Al plotear los datos censales de la Ciudad de Lámud correspondiente a los años 1972, 1981 y 1993 (Ver Gráfico N° 25), se observa claramente una disminución de la población, por lo tanto es fácilmente predecible que la aplicación a estos datos censales de los diferentes Métodos Matemáticos de evaluación de la población futura deben ser poblaciones menores que la del año 1993, hecho que se puede corroborar en los cálculos que se indican a continuación:

# REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DATOS CENSALES DE LA CIUDAD DE LAMUD ENTRE LOS AÑOS 1972 - 1993





**1.- Método Geométrico**

A continuación se muestra el Cuadro N° 33, el mismo que registra los cálculos con la aplicación del presente Método.

**CUADRO N° 33  
 CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LAMUD  
 UTILIZANDO EL METODO GEOMETRICO**

<b>AÑO</b>	<b><math>t_{i+1} - t_i</math> (*)</b>	<b>POBLACION (habitantes)</b>	<b>Q (**)</b>
<b>1961</b>		2609	
<b>1972</b>	11	2854	1.0082
<b>1981</b>	9	2402	0.9810
<b>1993</b>	12	2285	0.9958

$\bar{q} = 0.9950$

(\*) : Diferencia entre años censales consecutivos.

(\*\*) : Factor de cambio de las poblaciones;  $q = \sqrt[t_{i+1} - t_i]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$

Por lo tanto la ecuación queda definida así:

$$P_t = 2285 \times [ 0.9950 ]^{(t_t - 1993)}$$

\*\* De acuerdo al período de diseño se calculará la población para el año 2022.

$$P_{2022} = 2285 \times [ 0.9950 ]^{29}$$

$$P_{2022} = 1976 \text{ habitantes} < P_{1993}$$



## 2.- Método de Interés Simple

La aplicación de éste Método, se observa en el Cuadro siguiente:  
 (Cuadro N° 34).

**CUADRO N° 34**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LAMUD**  
**UTILIZANDO EL METODO DE INTERES SIMPLE**

AÑO	$t_{i+1} - t_i$ ( * )	POBLACION (habitantes)	r ( ** )
1961		2609	
1972	11	2854	0.0085
1981	9	2402	- 0.0176
1993	12	2285	- 0.0041

$$\bar{r} = - 0.0044$$

( \* ) : Diferencia entre años censales consecutivos.

( \*\* ) : Factor de cambio de las poblaciones;  $r = \frac{(P_{i+1} - P_i)}{P_i \times (t_{i+1} - t_i)}$

Por lo tanto la ecuación queda definida así:

$$P_t = 2285 \times [ 1 - 0.0044 \times (t_t - 1993) ]$$

\*\* Por el período de diseño obtenido, se calculará la población para el año 2022.

$$P_{2022} = 2285 \times [ 1 - 0.0044 \times 29 ]$$

$$P_{2022} = 1993 \text{ habitantes} < P_{1993}$$



### 3.- Método de los Incrementos Variables

Para la aplicación de éste método, fue necesario generar poblaciones intercensales equidistantes cada 10 años, admitiendo una razón de crecimiento aritmético entre ellas, obteniéndose los resultados que se muestran en el Cuadro N° 35.

**CUADRO N° 35**  
**POBLACIONES INTERCENSALES EQUIDISTANTES**  
**CADA 10 AÑOS DE LA CIUDAD DE LAMUD**

<b>AÑO</b>	1963	1973	1983	1993
<b>POBLACION</b>				
<b>(habitantes)</b>	2654	2804	2383	2285

En el cuadro N° 36 se observa la aplicación del Método de Incrementos Variables para la ciudad de Lámud.

**CUADRO N° 36**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LAMUD**  
**UTILIZANDO EL METODO DE INCREMENTOS VARIABLES**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACION</b> (habitantes)	<b><math>\Delta P</math></b> ( * )	<b><math>\Delta_2 P</math></b> ( ** )
<b>1963</b>	2654		
<b>1973</b>	2804	150	
<b>1983</b>	2383	-421	-571
<b>1993</b>	2285	-98	323

$\Sigma =$                       **- 369**                      **- 248**

( \* ) : Incremento de la población,  $P_{i+1} - P_i$

( \*\* ) : Incrementos de incrementos de la población,  $\Delta P_{i+1} - \Delta P_i$



Entonces:

$$\overline{\Delta P} = \frac{-369}{(4-1)} = -123.00$$

$$\overline{\Delta_2 P} = \frac{-248}{(4-2)} = -124.00$$

Por lo tanto la ecuación de crecimiento queda definida del modo siguiente:

$$P_t = 2285 - 123 \times m - 124 \times \frac{m(m-1)}{2}$$

Donde:

$m$  = # de intervalos intercensales, desde el último censo hasta la fecha pedida.

\*\* De acuerdo al periodo de diseño obtenido, se calculará la población para el año 2022.

$$\text{Para } m = (2022 - 1993) / 10 = 2.9$$

$$P_{2022} = 2285 - 123 \times 2.9 - 124 \times \frac{2.9(1.9)}{2}$$

$$P_{2022} = 1587 \text{ habitantes} < P_{1993}$$

#### **4.- Método de los Mínimos Cuadrados con Crecimientos Porcentuales de Tendencia Aritmética**

Para utilizar éste Método, se ha normalizará por décadas los datos censales existentes, por lo tanto se empleará los valores registrados en el Cuadro N° 35.

El cálculo del crecimiento poblacional de la ciudad de Lámud, utilizando el Método en estudio, se muestra en el Cuadro N° 37.



**CUADRO N° 37**  
**CALCULO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LAMUD**  
**UTILIZANDO EL METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS**  
**POR INCREMENTOS PORCENTUALES ADMITIENDO**  
**CRECIMIENTO ARITMETICO (  $Y = a + bX$  )**

<b>AÑO</b>	<b><math>x_i</math> (* )</b>	<b><math>y_i</math> (%) (** )</b>	<b><math>x_i^2</math></b>	<b><math>X_i y_i</math></b>
<b>1963</b>	2654	5.65	7 043716	14995.10
<b>1973</b>	2804	- 15.01	7 862416	- 42088.04
<b>1983</b>	2383	- 4.11	5 678689	- 9794.13
<b>1993</b>	2285			
<b><math>\Sigma</math></b>	7841.00	- 13.47	20 584821	- 36887.07
<b>PROMEDIOS</b>	2613.67	- 4.49	6 861607	- 12295.69

(\* ) : Población en habitantes.

(\*\* ) : Razón de crecimiento porcentual,  $y_i = \frac{(X_{i+1} - X_i)}{X_i} * 100$

Por lo tanto empleando las ecuaciones (1) y (3), planteadas por el método en estudio:

$$a + 2613.67 b + 4.49 = 0 \quad (I)$$

$$a + \left(\frac{20\ 584\ 821}{7841}\right) b - \left(\frac{36887.07}{7841}\right) = 0$$

$$a + 2625.28 b + 4.70 = 0 \quad (II)$$

Resolviendo el Sistema de Ecuaciones, obtenemos:

$$a = 42.56$$

$$b = - 0.018$$



Por lo tanto la razón de crecimiento porcentual, queda definida por:

$$y = 42.56 - 0.018x$$

En base a la razón de crecimiento porcentual, se procederá a calcular la población para el año 2022, año hacia el cual se tiene proyectado la vida útil del sistema de alcantarillado de la ciudad de Lámud, como se refiere en el Cuadro N° 38.

**CUADRO N° 38**  
**CALCULO DE LA POBLACION PARA EL AÑO 2022 EN**  
**LA CIUDAD DE LAMUD**

AÑO	"N" ( * )	POBLACION (habitantes)	CRECIMIENTO POR DECADA	
			%	INCREMENTO
1993	0	2285	- 1.43	- 33
2003	10	2252	- 2.02	- 45
2013	20	2207	- 2.83	- 62
2023	30	2145		

( \* ) : Número de años después del último censo.

Calculando la población intercensal entre 2013 y 2023 para el año 2022, se obtiene:

$$P_{2022} = 2151 \text{ habitantes} < P_{1993}$$





### 3.3.3 Método Racional

Este método resulta muy útil, aunque depende de el criterio con que desarrolla el proyecto, para efectuar el mismo se realiza un análisis socio económico del lugar encontrándose lo siguiente:

- **El crecimiento vegetativo de la población.-** Esta dado por la diferencia entre la cantidad de nacimientos y las defunciones más las migraciones. La cantidad de nacimientos menos la cantidad de defunciones entre un periodo dado, nos permite conocer el índice de crecimiento vegetativo de la población, pero esto es variable debido a diversos factores como por ejemplo la fuente de trabajo.
- **Las migraciones.-** La gente va donde la vida le ofrece mejores condiciones e ahí el gran problema de las migraciones internas en el Perú.
- **La población flotante.-** Es la cantidad de gente que no reside en la región estudiada, pero por temporadas habitan la zona de estudio, por ejemplo en épocas de siembra y cosecha.

Relacionando todos esos aspectos, la fórmula empleada por éste método es el siguiente:

$$P_t = P_f + (C_v + M) \cdot n$$

Donde:

- $P_t$  = Población en el tiempo "t"
- $P_f$  = Población del año base
- $C_v$  = Crecimiento Vegetativo ( hab./año )
- $M$  = Migraciones ( hab./año )
- $n$  = Número de años en que se desea calcular la población a partir del año base.



Para calcular el crecimiento vegetativo, se procede así:

$$C_v = N - D$$

En el cual:

N : Nacimientos ( hab./ año)

D : Defunciones ( hab./año )

El cálculo de la migración, puede expresarse de la siguiente manera:

$$M_i = P_i - ( P_{i-1} + C_{vi} )$$

Donde:

$M_i$  : Migración ocurrida en el año "i" ( hab./año)

$P_i$  : Población en el año "i"

$P_{i-1}$  : Población en el año " i - 1"

$C_{vi}$  : Crecimiento Vegetativo en el año "i". (hab./año).

### **3.3.3.1 Cálculo del Crecimiento Poblacional por el Método Racional de la ciudad de Luya.**

A continuación se muestran los cálculos realizados en la aplicación del Método Racional para determinar el crecimiento poblacional en la ciudad de Luya.

El Cuadro N° 39 que se indica a continuación muestra la relación de nacimientos y defunciones anuales de la ciudad de Luya entre los años 1972 y 1973, según información obtenida de la Municipalidad de Luya.

El Cuadro N° 40 indica el crecimiento poblacional de la ciudad de Luya, basado en los nacimientos y defunciones indicados en el Cuadro N° 39 lo que nos permite determinar crecimientos vegetativos anuales, y estimar en base de las poblaciones proyectadas entre censos las migraciones existentes.

**CUADRO N° 39**  
**DATOS DE NACIMIENTOS Y DEFUNCIONES**  
**REGISTRADAS EN LA CIUDAD DE LUYA**

<b>AÑO</b>	<b>NACIMIENTOS (habitantes)</b>	<b>DEFUNCIONES (habitantes)</b>
1972	99	49
1973	103	48
1974	85	35
1975	97	36
1976	97	60
1977	99	52
1978	96	37
1979	143	48
1980	85	37
1981	90	43
1982	93	51
1983	93	51
1984	95	45
1985	97	46
1986	94	36
1987	106	32
1988	103	42
1989	104	42
1990	102	44
1991	123	26
1992	96	29
1993	113	28

[23] Fuente: Municipalidad Distrital de Luya

UTILIZANDO EL METODO RACIONAL

AÑO	POBLACION (habitantes)	NACIMIENTOS ( N )	DEFUNCIONES ( D )	Cv ( * )	Pi-1 + Cv ( ** )	MIGRACION ( M )
1972	1616	99	49	50		
1973	1609	103	48	55	1671	-62
1974	1602	85	35	50	1659	-57
1975	1595	97	36	61	1663	-68
1976	1588	97	60	37	1632	-44
1977	1581	99	52	47	1635	-54
1978	1574	96	37	59	1640	-66
1979	1567	143	48	95	1669	-102
1980	1560	85	37	48	1615	-55
1981	1553	90	43	47	1607	-54
1982	1596	93	51	42	1595	1
1983	1638	93	51	42	1638	0
1984	1680	95	45	50	1688	-8
1985	1722	97	46	51	1731	-9
1986	1764	94	36	58	1780	-16
1987	1806	106	32	74	1838	-32
1988	1848	103	42	61	1867	-19
1989	1890	104	42	62	1910	-20
1990	1932	102	44	58	1948	-16
1991	1974	123	26	97	2029	-55
1992	2016	96	29	67	2041	-25
1993	2058	113	28	85	2101	-43
<b>TOTAL :</b>				<b>1296</b>		<b>-804</b>
<b>Crecimiento / año :</b>				<b>59 hab.</b>	<b>Migración / año :</b>	<b>-38 hab.</b>

( \* ) : Crecimiento Vegetativo

( \*\* ) : Población del año anterior más crecimiento vegetativo del año en estudio





Calculado el crecimiento vegetativo y la migración, y siendo el año base 1993, la ecuación puede plantearse así:

$$P_t = 2058 + ( 59 - 38 ) . n$$

$$P_t = 2058 + 21 . n$$

Donde:

n = Número de años en que se desea calcular la población a partir del año base.

\*\* Obtenido la fórmula del crecimiento poblacional por el Método Racional, entonces se procederá a calcular la población para el año 2022.

- Para  $n = 2022 - 1993 = 29$  años

$$P_{2022} = 2058 + 21 * 29$$

$$P_{2022} = 2667 \text{ habitantes.}$$

### 3.3.3.2 Cálculo del Crecimiento Poblacional por el Método Racional de la ciudad de Lámud.

Procediendo en forma análoga a lo realizado con la ciudad de Luya, los Cuadros N° 41 y N° 42 registran los nacimientos, defunciones, crecimientos vegetativos y migraciones ocurridas en la ciudad de Lámud en el período de 1972 a 1993.



**CUADRO N° 41**  
**DATOS DE NACIMIENTOS Y DEFUNCIONES**  
**REGISTRADAS EN LA CIUDAD DE LAMUD**

<b>AÑO</b>	<b>NACIMIENTOS (habitantes)</b>	<b>DEFUNCIONES (habitantes)</b>
1972	85	45
1973	108	42
1974	58	46
1975	79	30
1976	93	62
1977	73	31
1978	66	39
1979	80	31
1980	72	39
1981	72	38
1982	79	25
1983	72	32
1984	63	29
1985	72	35
1986	70	33
1987	68	31
1988	71	34
1989	62	40
1990	62	21
1991	59	26
1992	63	33
1993	53	19

[23] Fuente: Municipalidad Provincial de Luya

UTILIZANDO EL METODO RACIONAL

AÑO	POBLACION (habitantes)	NACIMIENTOS ( N )	DEFUNCIONES ( D )	Cv ( * )	Pi-1 + Cv ( ** )	MIGRACION ( M )
1972	2854	85	45	40		
1973	2803	108	42	66	2920	-117
1974	2753	58	46	12	2815	-62
1975	2702	79	30	49	2802	-100
1976	2652	93	62	31	2733	-81
1977	2602	73	31	42	2694	-92
1978	2552	66	39	27	2629	-77
1979	2502	80	31	49	2601	-99
1980	2452	72	39	33	2535	-83
1981	2402	72	38	34	2486	-84
1982	2393	79	25	54	2456	-63
1983	2383	72	32	40	2433	-50
1984	2374	63	29	34	2417	-43
1985	2364	72	35	37	2411	-47
1986	2355	70	33	37	2401	-46
1987	2345	68	31	37	2392	-47
1988	2335	71	34	37	2382	-47
1989	2325	62	40	22	2357	-32
1990	2315	62	21	41	2366	-51
1991	2305	59	26	33	2348	-43
1992	2395	63	33	30	2335	60
1993	2285	53	19	34	2429	-144
<b>TOTAL :</b>				<b>819</b>		<b>-1348</b>
<b>Crecimiento / año :</b>				<b>37 hab.</b>	<b>Migración / año :</b>	<b>-64 hab.</b>

( \* ) : Crecimiento Vegetativo

( \*\* ) : Población del año anterior más crecimiento vegetativo del año en estudio





Obtenido el crecimiento vegetativo y la migración, y tomando como consideración que el año base es 1993, la ecuación correspondiente es la siguiente:

$$P_t = 2285 + (37 - 64) \cdot n$$

$$P_t = 2285 - 27 \cdot n$$

Donde:

$n$  = Número de años en que se desea calcular la población a partir del año base.

\*\* Obtenido la fórmula del crecimiento poblacional por el Método en estudio, entonces se procederá a calcular la población para el año 2022.

- Para  $n = 2022 - 1993 = 29$  años

$$P_{2022} = 2285 - 27 \cdot 29$$

$$P_{2022} = 1502 \text{ habitantes} < P_{1993}$$

De lo obtenido, se puede concluir que el presente Método no es el adecuado para el cálculo del crecimiento poblacional en la ciudad de Lámud.

### 3.3.4 Determinación Final de la Población de Diseño para las ciudades de Luya y Lámud.

#### ❖ LUYA

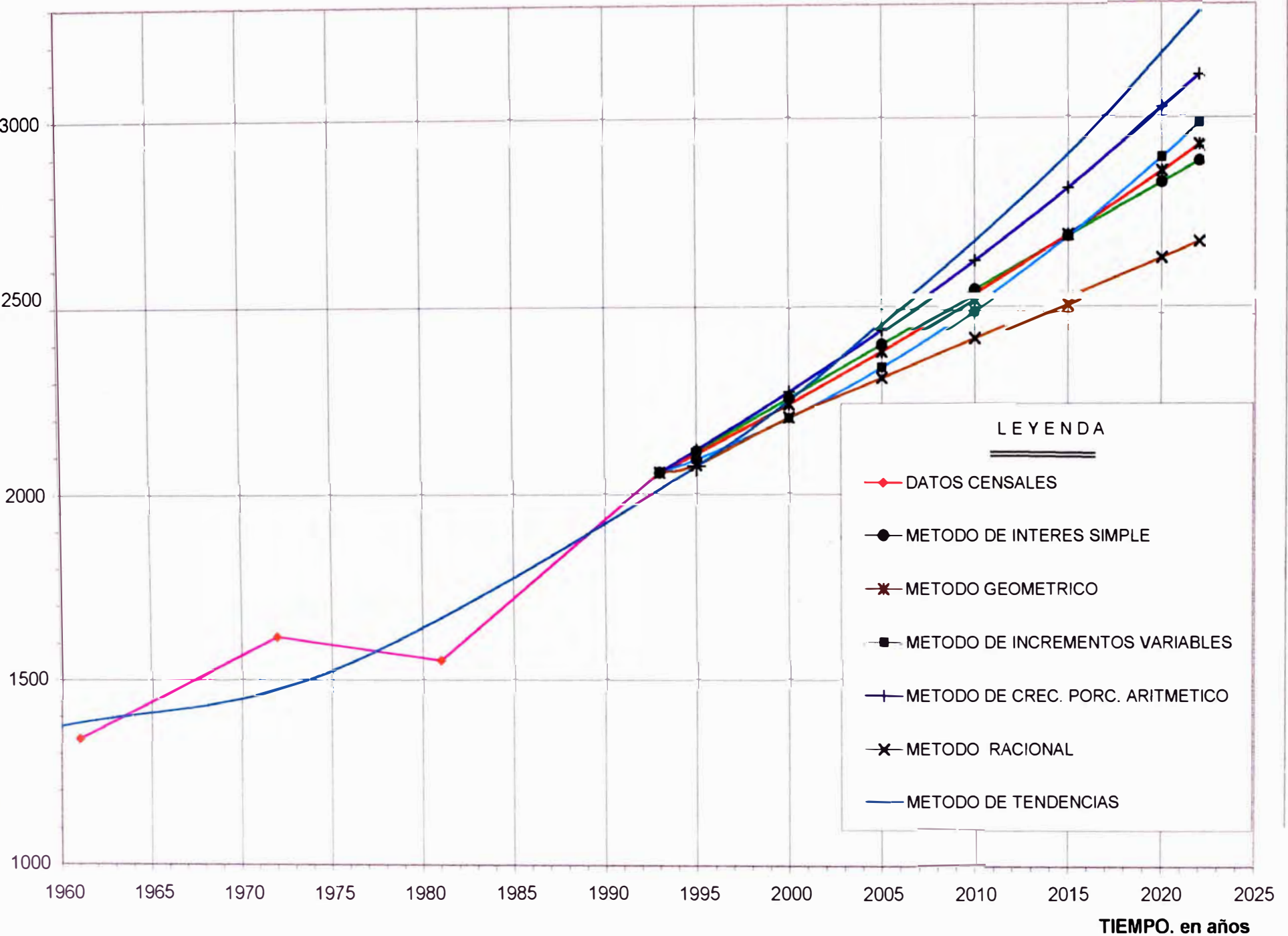
Al aplicar los diversos métodos descritos, se han obtenido diferentes valores para el período de diseño adoptado; así mismo se cuenta con la ecuación de la curva de cada uno de ellos, por eso para determinar la población final de diseño se ha planteado las respectivas curvas, para de esa manera observar el comportamiento del crecimiento poblacional en cada una de ellas; las mismas que se muestra a continuación en el Gráfico N° 26.



## REPRESENTACION GRAFICA DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE LUYA

ASESOR : DR. CARLOS IBANEZ BURGA  
 TESISISTA : BACH. MIRKO E. SANTILLAN HERRERA

POBLACION, en habitantes



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA

"PROYECTO DE REDISEÑO Y AMPLIACION  
 DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE DE LAS  
 CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS"



Del gráfico anterior, se observa que la curva correspondiente al Método Racional se encuentra aislada y no próxima a las curvas de los otros métodos, por lo tanto para el cálculo de la población de diseño el mencionado Método no será tomado en cuenta.

Finalmente la población de diseño para la ciudad de Luya, se obtendrá promediando los valores obtenidos por los diversos métodos a excepción del Racional, dicho cálculo se muestra en el Cuadro N° 43.

**CUADRO N° 43**  
**DETERMINACION DE LA POBLACION DE DISEÑO**  
**PARA LA CIUDAD DE LUYA**

<b>METODO</b>	<b>P<sub>2022</sub></b>
Método de Tendencias	3275
Método Geométrico	2925
Método de Interés Simple	2882
Método de Incrementos Variables	2982
Método de Crecimiento Porcentual Aritmético	3075

**PROMEDIO : 3028**

Por lo tanto para la ciudad de Luya se adoptará una población de diseño, igual a:

$$\mathbf{P_{diseño} = 3030 \text{ habitantes.}}$$



## ❖ LAMUD

En base a los datos estadísticos censales de la ciudad de Lámud es posible observar tomando como base la población del año 1972, que su población entre los años 1972 y 1993 ha decrecido pasando de 2854 habitantes a 2285 habitantes en 21 años con el siguiente ritmo:

Período	Población		Variación	%	Razón (Hab./año)
	De	A			
1972 – 1981	2854	2402	Decreció	15.84	50
1981 – 1993	2402	2285	Decreció	4.10	10
1972 – 1993	2854	2285	Decreció	19.94	27

Si con el mismo criterio, tomamos como base la población del año 1972 y comparamos el crecimiento demográfico de la ciudad de Luya, observamos que la población de Luya se incrementó en 27.35% es decir creció de 1616 habitantes en el año 1972 a 2058 habitantes en el año 1993 con el siguiente ritmo de variación:

Período	Población		Variación	%	Razón (Hab./año)
	De	A			
1972 – 1981	1616	1553	Decreció	3.90	7
1981 – 1993	1553	2058	Creció	31.25	42
1972 – 1993	1616	2058	Creció	27.35	21



Por otro lado el crecimiento vegetativo (Nacimientos – Defunciones) en el mismo período (1972 – 1993) ha experimentado para las ciudades de Lámud y Luya los siguientes valores:

Período	LAMUD		LUYA	
	Crecimiento Vegetativo	Promedio	Crecimiento Vegetativo	Promedio
	(Habitantes)	(Hab./año)	(Habitantes)	(Hab./año)
1972 – 1981	349	38.78	502	55.78
1981 – 1993	470	36.15	794	61.08

Tratando de encontrar una explicación a éste fenómeno de disminución poblacional en el período 1972 – 1993 puedo decir asociando el hecho que en el país en la década del 70 experimentó el flagelo del terrorismo, el fenómeno del Niño (1983), el Conflicto con el Ecuador; que estos tres grandes factores pueden explicar éste descenso en el crecimiento poblacional que afectaron las ciudades de Luya y Lámud (1972 – 1981), sintiéndose con mayor incidencia en la ciudad de Lámud, capital de la Provincia de Luya; la recuperación se acentúa en mayor grado en la ciudad de Luya que se incrementó en el período 1981 – 1993 ( a razón de 42 hab./año); mientras que Lámud disminuyó pero a un ritmo mucho menor pues pasó de 50 hab./año a 10 hab./año aproximadamente; todo lo cual indica que es muy probable que en el censo del año 2000 indique un índice de crecimiento positivo, al haberse resuelto los problemas fronterizos del Perú, mejorado la Red Vial Nacional, el fomento del Turismo tanto interno como externo; en particular por su proximidad a la Ciudadela de Kúelap, ésta zona debe desarrollarse por todo el potencial que posee y el hecho de tener su población el año 1993 un



crecimiento vegetativo positivo a razón de 37 hab./año que asociado al hecho de contar con una población joven y un promedio de población femenina del 54%, me atrevo a predecir que la ciudad de Lámud puede considerársele un crecimiento similar a la ciudad de Luya.

Aún más, estimo que éstas dos ciudades estarán unidas en un futuro no muy lejano dada la pequeña separación entre las mismas ( $\pm 2.00$  Km.) y con una topografía aparente para la habilitación urbana.

En consecuencia para obtener la población de diseño para la ciudad de Lámud, se considerará el mismo valor de crecimiento que la ciudad de Luya :

Razón de Crecimiento de Luya: ( r )

$$r = \frac{(P_{2022} - P_{1993})}{P_{1993}} * 100$$

$$r = \frac{(3030 - 2058)}{2058} * 100$$

$$r = 47.23\%$$

Por lo tanto la población de diseño calculada para la ciudad de Lámud es:

$$P_{\text{diseño}} = P_{1993} * ( 1 + r )$$

$$P_{\text{diseño}} = 2285 * ( 1 + 0.4723 )$$

$$P_{\text{diseño}} = 3365 \text{ habitantes.}$$

### 3.4.0 DOTACION

La dotación de agua es el consumo líquido vital que se le da a un habitante por día. La dotación está en función de la población, el clima de la zona en estudio y las características del lugar.



El consumo de agua está en proporción directa al número de habitantes, en proporción al mayor o menor desarrollo de sus actividades ya sea comerciales o industriales y también a su mayor o menor modo de vida.

En algunas oportunidades, el consumo es estudiado y por lo tanto nos permite obtener la dotación necesaria para la población calculada; el mencionado estudio se refiere a tres grupos básicos:

**a) Agua para el consumo doméstico.**

El consumo doméstico es requerido en la cocina, en unidades sanitarias, en lavaderos, etc. Estos consumos varían en relación al medio de vida de los habitantes, a su grado de instrucción sanitaria y de las condiciones de suministro de este líquido vital; ya sea por presiones, calidad del agua, etc.

Para poblaciones urbanas se estima en unos 120 litros diarios por persona. Los consumos adicionales que comúnmente se le incluye al consumo doméstico son: los de riego de jardines y el de los animales domésticos.

**b) Agua para el consumo comercial e industrial.**

Este consumo de agua es la que suministra a las plantas comerciales e industriales. La demanda dependerá de las condiciones locales, del tipo de industria y los procedimientos para su producción.

Es importante mencionar que cuanto menos cueste el agua, mayor es ordinariamente su consumo, este caso lo emplean particularmente las grandes industrias.



**c) Agua para uso público.**

Este consumo se da en las escuelas, en los centros de salud, en el riego de parques, en los campos recreativos, etc.

Al consumo total se le agrega un 20% con el objeto de preveer las pérdidas y fugas de agua debido a las filtraciones que se pueden presentar en todo el grupo de obras que forman el sistema.

- Para el caso de que se no cuente con consumos directos estimados, el Reglamento Nacional de Construcciones [04], Anexo 3, Título II (Norma 3-II-II-3); dice para la dotación lo siguiente:

“La dotación diaria por habitante se ajustará a los siguientes valores:”

**CUADRO N° 44  
 DOTACION DIARIA POR HABITANTE SEGÚN EL R.N.C.**

POBLACION	CLIMA	
	FRIO (l/h/d) ( * )	TEMPLADO Y CALIDO (l/h/d)
De 2000 hab. a 10000 hab.	120	150
De 10000 hab. a 50000 hab.	150	200
Más de 50000 hab.	200	250

( \* ) : litros / habitante / día ( l / h / d )



### 3.5.0 VARIACIONES DE CONSUMO

El consumo de agua varia con las estaciones del año, los días de la semana y las horas del día.

Los consumos máximos se dan durante la estación del calor, en esta época del año, es cuando se consumen grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre, a sus animales domésticos, para regar jardines y parques.

#### 3.5.1 Caudal Promedio Anual de la Demanda ( $Q_p$ )

Es el consumo promedio durante un año de registro expresado en litros por segundo.

El  $Q_p$  es el resultado de la estimación de consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño.

Por lo tanto:

$$Q_p = \frac{\text{Población (hab)} \times \text{Dotación (lts./hab./día)}}{24 \text{ horas} \times 3600 \text{ s}} \left( \frac{\text{lts.}}{\text{seg.}} \right)$$

#### 3.5.2 Caudal Máximo Anual Diario ( $Q_{md}$ ).

Es el consumo máximo de una serie de registros observados durante todo el año.

El caudal máximo diario se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{md} = k_1 \cdot Q_p$$

Donde:

$Q_p$  = caudal promedio anual de la demanda (lts./seg.)

$k_1$  = coeficiente de la variación de máximo consumo diario.

Según el R.N.C. 3-II-II-4 [04], este coeficiente se encuentra entre el rango de 1.2 – 1.5, recomendándose el valor de  $k_1 = 1.3$





### 3.5.3 Caudal Máximo Anual Horario ( $Q_{mh}$ ).

El consumo máximo horario se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.

Este caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{mh} = k_2 \cdot Q_p$$

Donde:

$Q_p$  = caudal promedio anual de la demanda (lts./seg.)

$k_2$  = coeficiente de la variación de mayor consumo.

Según el R.N.C. 3-II-II-4 [04] establece:

- Para poblaciones de 2000 a 10000 habitantes →  $k_2 = 2.5$
- Para poblaciones mayores de 10000 habitantes →  $k_2 = 1.8$

Además de lo indicado anteriormente, en el siguiente cuadro (Cuadro N° 45) se indica algunos valores utilizados para el coeficiente de variación horaria dadas por entidades nacionales y su procedencia.

**CUADRO N° 45**  
**COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA  $k_2$  RESPECTO AL CAUDAL PROMEDIO**

COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA - $k_2$	PROCEDENCIA (Entidad o Autor)
1.8 – 2.5	Ministerio de Vivienda
2.6	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)



### 3.5.4 Relación desagüe/agua o factor de reingreso "C".

La cantidad de desagüe que es recibida por la red no es igual a la cantidad de agua que es abastecida la ciudad.

Las causas que generan esta diferencia son el empleo del agua en: manufacturación de diversos alimentos y bebidas, regadío de jardines y parques, lavado de calles, combate de incendios, alimentación de calderas, etc.

Por otra parte las aguas residuales se incrementan por las provenientes de las industrias o instalaciones particulares con abastecimiento de agua propia. Estos desagües deben ser estudiados fijándose un régimen de descarga durante las 24 horas del día.

La relación entre el volumen del desagüe y el volumen de agua abastecida o "factor de reingreso" puede variar entre 0.7 y 1.3 teniéndose en cuenta todos los tipos de abastecimiento de agua, esto es públicos y privados.

El cuadro N° 46 indica la relación desagüe – agua sugeridas por entidades nacionales.

**CUADRO N° 46**  
**FACTOR DE REINGRESO O RELACION DESAGÜE - AGUA**

<b>"C" RELACION DESAGÜE – AGUA % DE CONTRIBUCION DESAGÜE</b>	<b>PROCEDENCIA (Entidad o Autor)</b>
0.80	Ministerio de Vivienda
0.90	Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima (SEDAPAL)



### 3.5.5 Gasto máximo horario o gasto máximo de desagüe ( $Q_{mhd}$ ).

Es el caudal máximo de desagüe que se generan en una determinada hora y el que se emplea para el calculo de la red de desagües. Puede ser hallado en función del caudal promedio de acuerdo a la siguiente relación:

$$Q_{mhd} = k_2 \cdot C \cdot Q_p$$

Donde:

$Q_p$  = gasto promedio (lts./seg.)

$k_2$  = coeficiente de variación horaria.

$C$  = factor de reingreso o relación desagüe/agua.

### 3.6.0 CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD.

Para el diseño del sistema de alcantarillado de las localidades en estudio, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- ♦ Al no contar con estudios acerca del consumo de agua en ambas localidades, se ha adoptado la dotación sugerida por el Reglamento Nacional de Construcciones, referente a una población entre 2000 a 10000 habitantes y un clima templado, al que corresponde la dotación de **150 litros /habitante/día**.
- ♦ Para el cálculo del caudal promedio anual, en el capítulo anterior, se estudió el crecimiento poblacional de ambas ciudades, lográndose obtener la población de diseño para el año 2022.
- ♦ El coeficiente de la variación de máximo consumo diario,  $k_1$ , será considerado con un valor igual a **1.3**.



- ◆ El coeficiente de la variación de máximo consumo horario,  $k_2$ , será considerado con un valor igual a **2.5**, tal y como, lo especifica el R.N.C. para poblaciones entre 2000 y 10000 habitantes.
- ◆ El factor de reingreso "C" o relación desagüe/agua, se adoptará el valor sugerido por el Ministerio de Vivienda, y que es igual a **0.80**.

### 3.7.0 ESTUDIO DEL CAUDAL DE PRECIPITACION

En zonas en las cuales las precipitaciones son comunes, y de magnitudes nada despreciables, es necesario tener en cuenta que cierto porcentaje de las precipitaciones pluviales se van a incorporar al sistema ya sea por las cámaras de inspección y o por las conexiones domiciliarias, como ocurre en muchas zonas del país, y que nuestras ciudades en estudio no son la excepción, y en los cuales se agudiza aún más ésta situación por cuanto no existe una red de evacuación de aguas pluviales y entonces un gran porcentaje de los habitantes conducen sus aguas de lluvia provenientes de techos y patios interiores para ser descargadas en el sistema de desagüe de aguas servidas.

Las aguas pluviales, provenientes de los techos y patios de las edificaciones, aunadas a las que reciben las calles directamente, constituirán un problema para la localidad, que muchas veces toman proporciones económicas de cierta consideración, por lo cual; es preciso determinar las magnitudes de estos caudales que se van acumulando en calles y avenidas.

Por lo descrito el caudal de diseño para el sistema comprenderá el caudal de aguas servidas y un porcentaje del caudal por precipitaciones pluviales.

Existen diversos procedimientos para la evaluación de los caudales de precipitación, siendo el más utilizado el llamado **Método Racional**, el mismo que será descrito a continuación.



### 3.7.1 El Método Racional

El primer requisito para aplicar el Método Racional es que la cuenca en estudio debe ser pequeña; ya que considera la intensidad de lluvias para una duración igual a un tiempo de concentración, puesto que se estima que habrá un incremento de caudal a medida que se incremente el área de la cuenca.

Este método asume que el caudal máximo que se acumula en un determinado punto, como consecuencia de la escorrentía de aguas pluviales está expresado por la ecuación:

$$Q = C . i . A$$

Donde:

Q : Caudal en lt/seg.

C : Coeficiente de escorrentía, adimensional.

i : Intensidad de lluvias (lt/seg./Ha)

A : Area en hectáreas.

La aparente simplicidad del procedimiento, sin embargo es engañosa; por cuanto por ejemplo existe un rango de posibles coeficientes de escurrimiento para cada condición de superficie, por lo que el mencionado valor es usualmente escogido basándose en la información adicional de campo y en la experiencia del diseñador. Por otro lado la evaluación de la intensidad de lluvias es compleja puesto que está sujeta a muchos factores, como por ejemplo la duración de las lluvias, la intensidad de las mismas, el período de retorno entre otros.



No obstante las complejidades mencionadas, el Método Racional mantiene una manera práctica de calcular la descarga máxima en cuencas pequeñas, basándose en pocos parámetros hidrológicos relevantes.

### 3.7.1.1 Coeficiente de Escorrentía "C"

El coeficiente de escorrentía en esencia puede definirse como la tasa calculada del máximo escurrimiento posible. El escurrimiento del agua es reducido por la evaporación, almacenamiento en depresiones, humedecimiento de los suelos antes de que pueda escurrir el agua, e infiltración del agua precipitada en la tierra. Todas éstas pérdidas decrecen en magnitud con la duración de las lluvias.

Como consecuencia, el valor del coeficiente "C" es afectado por la duración de las tormentas; el valor de "C" siempre es menor que la unidad, y sólo se aproxima ella cuando el área drenada es sumamente impermeable y las lluvias son de larga duración.

El Cuadro N° 47 nos muestra los diversos valores del coeficiente de escorrentía "C" a ser utilizados en la fórmula racional para superficies de diferentes características.



**CUADRO N° 48**  
**VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C", DE ACUERDO A LA**  
**ZONIFICACION DEL AREA UTILIZADOS EN EL METODO RACIONAL**

<b>ZONA</b>	<b>COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"</b>
Comercial, en el centro de la localidad	0.70 a 0.95
Comercial, en otra ubicación	0.50 a 0.70
Residencias Unifamiliares	0.30 a 0.50
Residencial multifamiliar separada	0.40 a 0.60
Residencial multifamiliar agrupada	0.60 a 0.75
Residencias sub-urbanas	0.25 a 0.40
Zona industrial	0.50 a 0.80
Parques y cementerios	0.10 a 0.25
Parques de juego	0.20 a 0.35

Por razones prácticas, resulta útil la determinación de un coeficiente medio, bien sea por sectores o para toda la zona del proyecto, dependiendo de la extensión del mismo. Este coeficiente medio de escorrentía o de impermeabilidad, puede determinarse en función del área y de los coeficientes absolutos de cada uno.

- ◆ Observando las zonas del proyecto, y en las cuales las características de las superficies varían unas de otras, y del mismo modo la zonificación, que no han sido estrictamente definidos en las áreas correspondientes, se adoptará en ambas ciudades el valor del **Coficiente de Escorrentia "C"=0.50**.



### 3.7.1.2 Intensidad de Precipitación.

Para obtener un valor adecuado del caudal de escurrimiento, es necesario estimar con la mayor precisión posible la precipitación pluvial en la zona de estudio.

La intensidad de precipitación se define como el volumen de agua que precipita por unidad de tiempo y generalmente se expresa en mm/hr., mm/min., mm/s/ha o lt/s/ha. En el diseño de alcantarillados generalmente se utiliza la unidad lt/s/ha sin embargo, muchas estaciones pluviográficas reportan sus datos en mm/h, por lo cual conviene tener presente el factor de conversión:

$$1 \quad \text{mm/h} = 2.78 \text{ lt/s/ha.}$$

Luego de haberse obtenido la intensidad de precipitación se determinará una frecuencia de precipitación aplicable para las condiciones del diseño, o también llamado periodo de retorno, el mismo que varía con el tipo de proyecto y el grado de protección deseado. Comúnmente son usados periodos de retorno de:

- 1.- 5 a 10 años para lluvias en áreas residenciales.
- 2.- 10 a 50 años para drenajes en zonas comerciales.
- 3.- 50 a 100 años para trabajos de protección de inundaciones.

El tamaño y la importancia del proyecto, tanto como los criterios de diseño establecidos por las agencias locales y gubernamentales, tienen relación en la selección de la frecuencia de diseño.

#### I. Cálculo de la Precipitación de Diseño

Para la estimación de la precipitación de diseño, se efectuará una análisis estadístico a un registro de datos de precipitación pluvial proporcionado por el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAHMI), el cual se muestra a continuación.



MEDIDAS DE PRECIPITACION MEDIA MENSUAL (milímetros)

ESTACION CHACHAPOYAS ENTRE LOS AÑOS 1979 - 1993

AÑOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MAXIMAS
1979	51.00	30.00	240.00	27.00	10.00	0.00	32.00	5.00	80.00	25.00	207.00	105.00	240.00
1980	58.00	114.00	217.00	32.00	43.00	23.00	3.00	10.00	18.00	150.00	151.00	89.00	217.00
1981	54.00	152.00	90.00	74.00	27.00	14.00	15.00	53.00	10.00	132.00	81.00	67.00	152.00
1982	21.00	27.00	107.00	68.00	67.00	63.00	39.00	0.00	120.00	168.00	80.00	124.00	168.00
1983	338.00	72.00	150.00	70.00	34.00	19.00	6.00	2.00	2.00	79.00	193.00	40.00	338.00
1984	37.00	200.00	120.00	92.00	170.00	19.00	16.00	20.00	13.00	131.00	82.00	58.00	200.00
1985	49.00	121.00	45.00	102.00	53.70	1.00	0.00	25.00	75.00	52.00	86.00	77.00	121.00
1986	124.00	64.00	30.00	93.00	37.00	0.00	2.00	42.00	32.00	60.00	66.00	39.00	124.00
1987	76.00	41.10	22.00	98.00	47.00	16.00	28.00	20.50	54.00	71.00	44.00	103.00	103.00
1988	111.00	64.10	153.00	99.00	69.00	17.00	0.00	27.00	25.00	39.00	51.00	73.00	153.00
1989	107.00	118.00	147.00	77.00	14.00	33.00	18.40	14.00	93.00	65.00	43.80	8.00	147.00
1990	51.00	S/D (*)	71.00	88.00	44.00	268.00	12.00	31.00	10.00	45.00	134.00	64.00	268.00
1991	88.00	186.00	174.00	116.00	53.00	13.00	0.00	23.50	47.00	91.00	183.00	36.00	186.00
1992	74.00	49.00	249.00	145.00	48.00	16.00	10.10	7.30	102.00	223.00	67.00	72.00	249.00
1993	130.00	126.00	232.00	155.00	34.00	5.00	0.00	0.30	66.00	195.10	101.00	83.00	232.00
<b>MAXIMAS</b>	<b>338.00</b>	<b>200.00</b>	<b>249.00</b>	<b>155.00</b>	<b>170.00</b>	<b>268.00</b>	<b>39.00</b>	<b>53.00</b>	<b>120.00</b>	<b>223.00</b>	<b>207.00</b>	<b>124.00</b>	

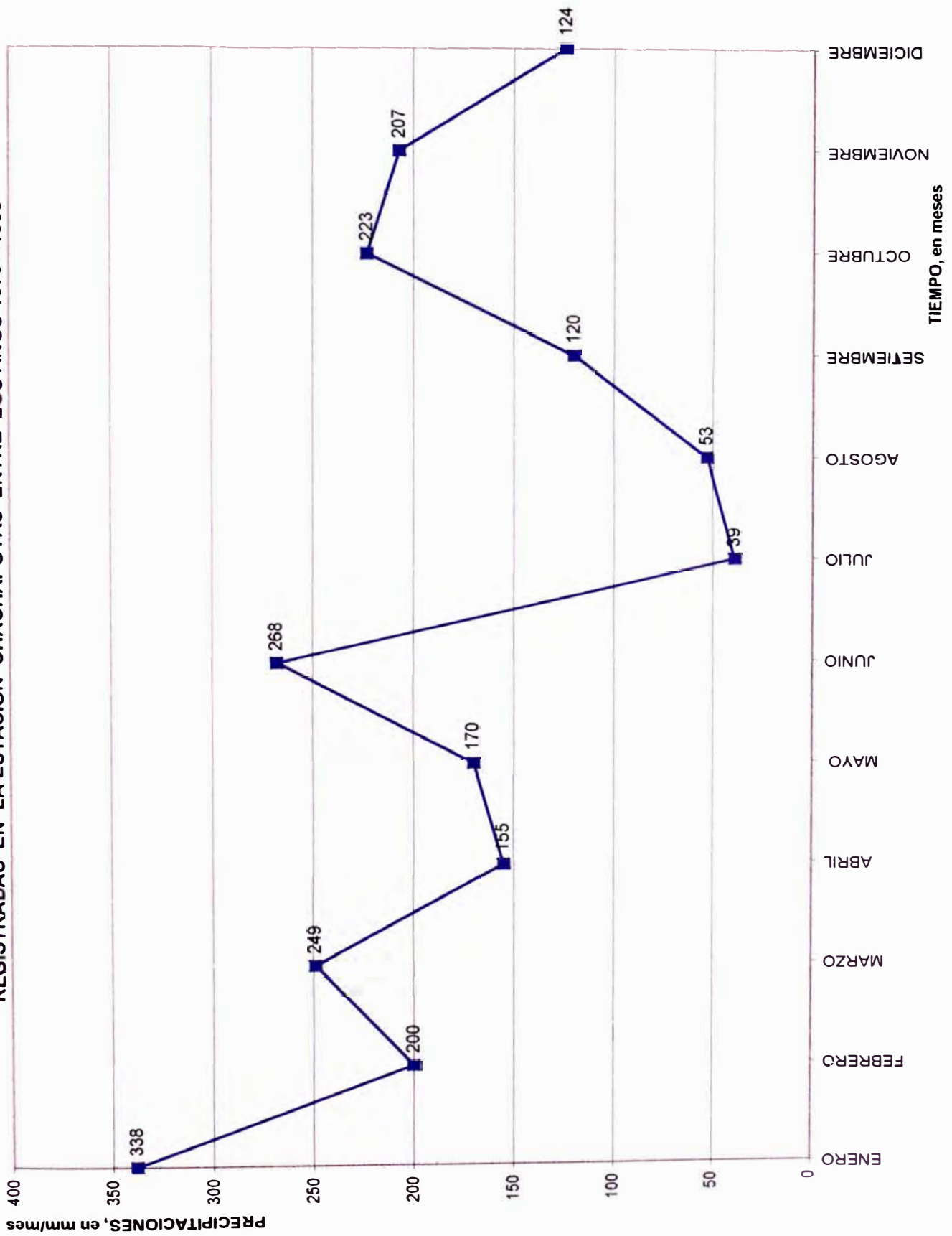
(\*) : Sin dato

FUENTE : SENAHMI

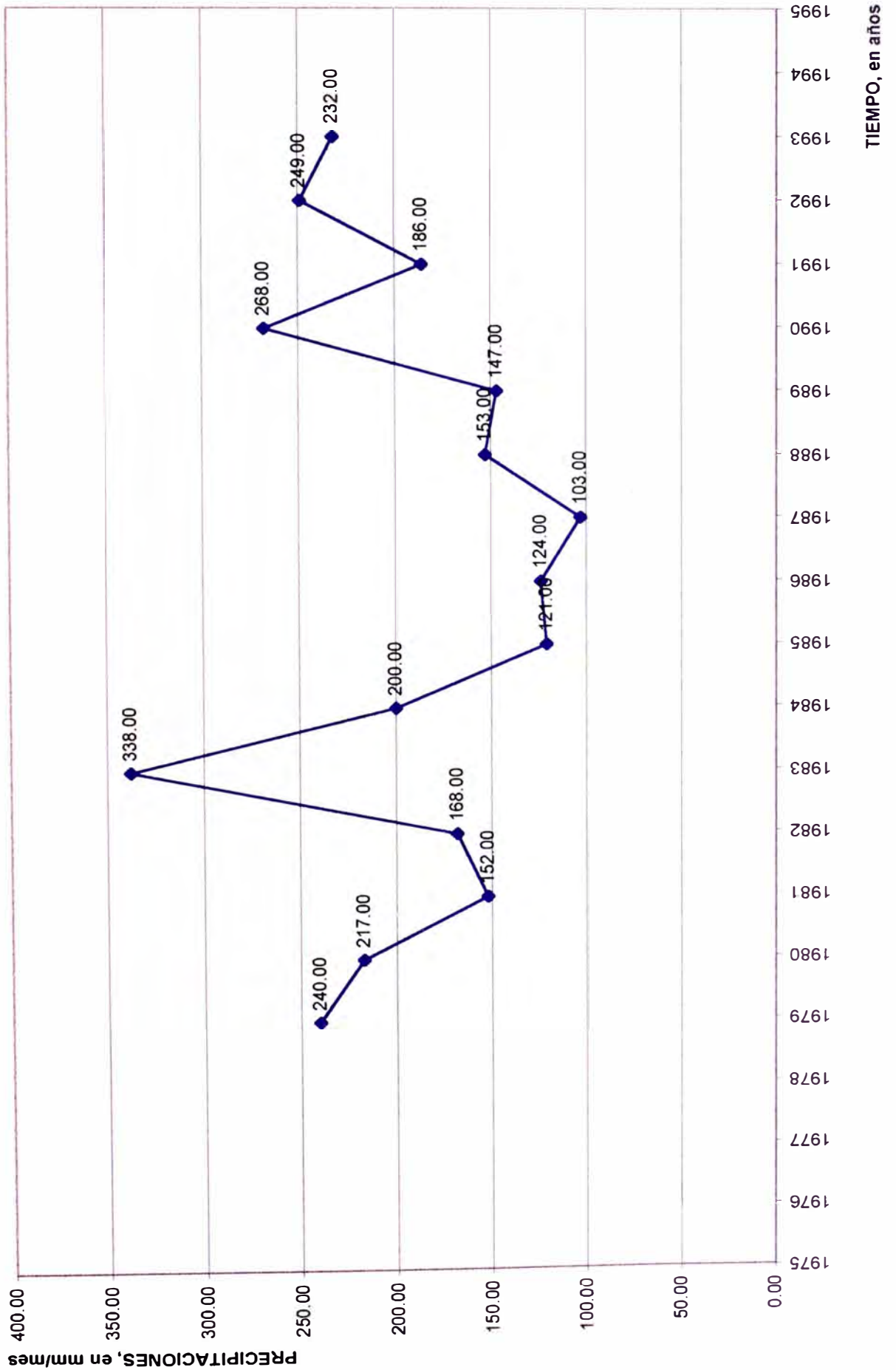




PRECIPITACIONES MAXIMAS MENSUALES  
REGISTRADAS EN LA ESTACION CHACHAPOYAS ENTRE LOS AÑOS 1979 - 1993



**PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS EN  
 LA ESTACION CHACHAPOYAS ENTRE LOS AÑOS 1979 - 1993**





## II. Saltos y Tendencias en la Media.

Dado que las tendencias son componentes determinísticos que se definen como un cambio sistemático y continuo sobre una muestra de información hidrometeorológico en cualquier parámetro de la misma (media, varianza, etc.) que afectan a las distribuciones y dependencias de la serie, se procederá a verificar si la muestra presenta alguna tendencia a la media.

Para verificar lo anterior se calculará los parámetros de la Ecuación de Regresión Lineal Simple, dada por la siguiente expresión:

$$Y = Ax + B$$

Donde:

- Y : Precipitación Total Mensual (mm)
- x : Tiempo en años
- A : Coeficiente de Correlación
- B : Constante

De igual manera puede determinarse el Coeficiente de Regresión "R".

Siendo todas las variables mencionadas calculadas según:

$$A = \frac{\sum x \cdot y - \frac{(\sum x \cdot \sum y)}{N}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}}$$

$$B = \frac{\sum y - A \cdot \sum x}{N}$$



## II. Saltos y Tendencias en la Media.

Dado que las tendencias son componentes determinísticos que se definen como un cambio sistemático y continuo sobre una muestra de información hidrometeorológico en cualquier parámetro de la misma (media, varianza, etc.) que afectan a las distribuciones y dependencias de la serie, se procederá a verificar si la muestra presenta alguna tendencia a la media.

Para verificar lo anterior se calculará los parámetros de la Ecuación de Regresión Lineal Simple, dada por la siguiente expresión:

$$Y = Ax + B$$

Donde:

Y : Precipitación Total Mensual (mm)

x : Tiempo en años

A : Coeficiente de Correlación

B : Constante

De igual manera puede determinarse el Coeficiente de Regresión "R".

Siendo todas las variables mencionadas calculadas según:

$$A = \frac{\sum x \cdot y - \frac{(\sum x \cdot \sum y)}{N}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}}$$

$$B = \frac{\sum y - A \cdot \sum x}{N}$$

$$R = \frac{N \cdot \sum x \cdot y - \sum x \cdot \sum y}{((N \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2) \cdot (N \cdot \sum y^2 - (\sum y)^2))^{1/2}}$$

A continuación se muestra el cuadro de cálculo correspondiente a las variables de la Ecuación de Regresión Lineal Simple (Cuadro N° 50) :



CUADRO N° 50

**VALORES REFERENCIALES PARA EL CALCULO DE LOS PARAMETROS  
 DE LA ECUACION DE REGRESION LINEAL SIMPLE**

i	AÑO X	PRECIPITACION MAYOR DEL AÑO Y (*)	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>	XY	AX + B
1	1979	240.00	3916441	57600	474960	192.68
2	1980	217.00	3920400	47089	429660	192.75
3	1981	152.00	3924361	23104	301112	192.83
4	1982	168.00	3928324	28224	332976	192.90
5	1983	338.00	3932289	114244	670254	192.98
6	1984	200.00	3936256	40000	396800	193.05
7	1985	121.00	3940225	14641	240185	193.13
8	1986	124.00	3944196	15376	246264	193.20
9	1987	103.00	3948169	10609	204661	193.28
10	1988	153.00	3952144	23409	304164	193.35
11	1989	147.00	3956121	21609	292383	193.43
12	1990	268.00	3960100	71824	533320	193.50
13	1991	186.00	3964081	34596	370326	193.58
14	1992	249.00	3968064	62001	496008	193.65
15	1993	232.00	3972049	53824	462376	193.73
	29790	2898.00	59163220	618150	5755449	

(\*) : Precipitación en mm/mes

$$A = \frac{5755449 - (29790 \cdot 2898) / 15}{59163220 - (29790)^2 / 15} = 0.075$$

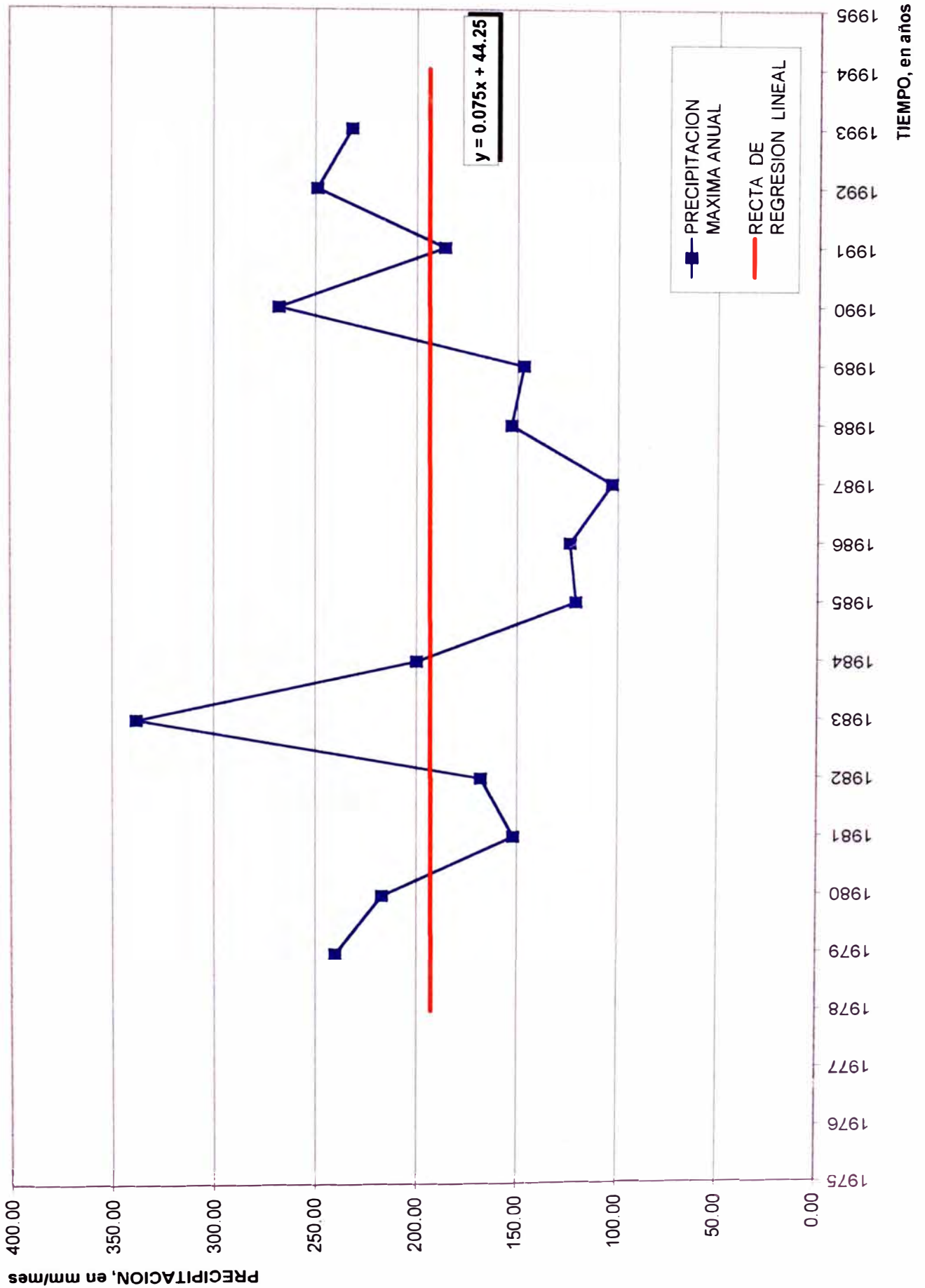
$$B = \frac{2898 - (0.075 \cdot 29790)}{15} = 44.25$$

$$R = \frac{15 \cdot 5488789 - 29790 \cdot 2764}{[(15 \cdot 59163220 - (29790)^2) \cdot (15 \cdot 564282 - (2764)^2)]} = 0.005$$

Por lo tanto la Ecuación de Regresión Lineal Simple es la siguiente:

$$Y = 0.075 X + 44.25$$

REPRESENTACION GRAFICA DE LA TENDENCIA LINEAL SIMPLE PARA  
 LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES DE LA ESTACION CHACHAPOYAS







Para averiguar si la tendencia es significativa se analiza el Coeficiente de Regresión (R), según el estadístico "T", así:

Si  $|T_c| > T_t(95\%)$ , la tendencia de la media es significativa y ésta deberá corregirse, en la cual:

$T_c$  : Valor del estadístico  $T_{\text{calculado}}$

$T_t(95\%)$  : Distribución de Probabilidad "t" student con un nivel de confiabilidad del 95%, es llamado  $T_{\text{tabular}}$

El  $T_c$  es función directa del número de datos con que se cuenta, así como del coeficiente de regresión lineal "R", y que a continuación se expresa:

$$T_c = \frac{R \cdot \sqrt{N - 2}}{\sqrt{1 - R^2}}$$

Donde:

$T_c$  : Valor del estadístico T calculado

N : Número total de datos

R : Coeficiente de Regresión

De acuerdo al cuadro de Cálculo de los Parámetros de la Regresión Lineal Simple, se obtuvo a **R = 0.005**.

$$T_c = \frac{0.005 \cdot \sqrt{15 - 2}}{\sqrt{1 - (0.005)^2}}$$

$$T_c = 0.018$$



Para averiguar si la tendencia es significativa se analiza el Coeficiente de Regresión (R), según el estadístico "T", así:

Si  $|T_c| > T_t(95\%)$ , la tendencia de la media es significativa y ésta deberá corregirse, en la cual:

$T_c$  : Valor del estadístico  $T_{\text{calculado}}$ .

$T_t(95\%)$  : Distribución de Probabilidad "t" student con un nivel de confiabilidad del 95%, es llamado  $T_{\text{tabular}}$ .

El  $T_c$  es función directa del número de datos con que se cuenta, así como del coeficiente de regresión lineal "R", y que a continuación se expresa:

$$T_c = \frac{R \cdot \sqrt{N - 2}}{\sqrt{1 - R^2}}$$

Donde:

$T_c$  : Valor del estadístico T calculado

N : Número total de datos

R : Coeficiente de Regresión

De acuerdo al cuadro de Cálculo de los Parámetros de la Regresión Lineal Simple, se obtuvo a **R = 0.005**.

$$T_c = \frac{0.005 \cdot \sqrt{15 - 2}}{\sqrt{1 - (0.005)^2}}$$

$$T_c = 0.018$$



### TABLA I DISTRIBUCION t

$$P(T \leq t) = \int_0^t \frac{\Gamma[(r+1)/2]}{\sqrt{\pi r} \Gamma(r/2) (1+w^2/r)^{(r+1)/2}} dw$$

$$[P(T \leq -t) = 1 - P(T \leq t)]$$

r	P(T ≤ t)				
	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.970	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750



Para obtener el valor de " $T_{\text{tabular}}$ ", se recurre al uso de las tablas correspondientes al Percentil " $tp$ ", que como se muestra en la Tabla N° I ; así para un nivel de confiabilidad del 95%, es decir :

$$\alpha = 0.05 \text{ (incertidumbre), y}$$

$$\text{Grados de Libertad (G.L.)} = N - 2 = 15 - 2 = 13$$

Se obtiene:

$$T_t(95\%) = 1.771$$

Por lo tanto:

$$T_c = 0.018 < T_t(95\%) = 1.771$$

Entonces se concluye que  $R$  no es significativo, por lo tanto no se corregirá la tendencia en la media.

### III. Funciones de Probabilidad

#### A) DISTRIBUCION NORMAL

La Función de Densidad de Probabilidad Normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\delta\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\delta^2}}, -\infty \leq x \leq \infty$$

Donde " $\mu$ " y " $\delta$ " son los parámetros de distribución, esto es media y desviación estándar respectivamente; definiéndose la variable estandarizada como:

$$z = \frac{x - \mu}{\delta}$$

En el cual:

$$\mu = \frac{\sum x}{n} \quad y$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum (x - \mu)^2}{n - 1}}$$

De allí se podrá calcular el valor de  $F(x) = F(z)$  a partir de cada valor de "z", utilizando la Tabla N° II, de la Función de Distribución Normal, la misma que se muestra a continuación.

La aplicación de ésta Función de Probabilidad a nuestros datos de precipitación son presentados en el Cuadro N° 51; de igual manera la representación gráfica tanto de los datos como de la ecuación obtenida a través de ésta Función se muestran en el Gráfico N° 30.





CUADRO N° 51

**AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION NORMAL A LA PRECIPITACION MAXIMA MENSUAL**

**EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993**

i	PRECIPITACION MAYOR DEL AÑO X (mm/mes)	MEDIA	( X - MEDIA ) <sup>2</sup>
1	240.00	193.20	2190.24
2	217.00	193.20	566.44
3	152.00	193.20	1697.44
4	168.00	193.20	635.04
5	338.00	193.20	20967.04
6	200.00	193.20	46.24
7	121.00	193.20	5212.84
8	124.00	193.20	4788.64
9	103.00	193.20	8136.04
10	153.00	193.20	1616.04
11	147.00	193.20	2134.44
12	268.00	193.20	5595.04
13	186.00	193.20	51.84
14	249.00	193.20	3113.64
15	232.00	193.20	1505.44
SUMA	2898.00		58256.40

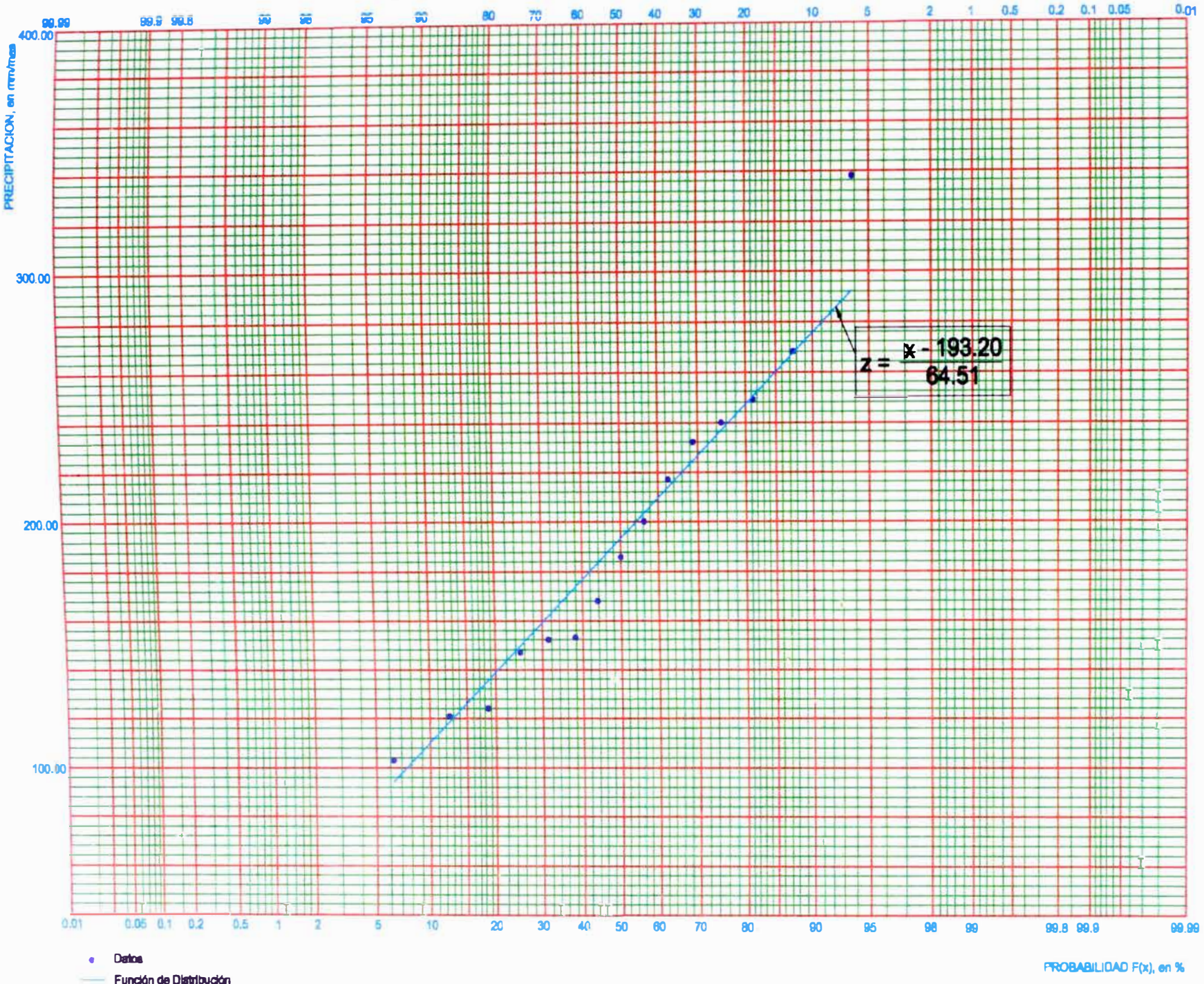
$$\mu = \frac{2898.00}{15} = 193.20$$

$$\delta = \sqrt{\frac{58256.40}{(15 - 1)}} = 64.51$$

Entonces :

$$z = \frac{x - 193.20}{64.51}$$

REPRESENTACION GRAFICA DEL AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION NORMAL  
 A LA PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993







## B) DISTRIBUCION LOGNORMAL

En ésta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La Función de Densidad de Probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{x \beta \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \alpha)^2}{2\beta^2}}, x > 0$$

Donde "α" y "β" son los parámetros de distribución, si comparamos con los de la Distribución Normal, los mencionados corresponden a la media y a la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria respectivamente, definiéndose la variable estandarizada como:

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

En el cual:

$$\alpha = \frac{\sum \ln x}{n}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\sum (\ln x - \alpha)^2}{n}}$$

Lográndose calcular el valor de  $F(x) = F(z)$  a partir de cada valor de "z" utilizando la Tabla II, de la Función de Distribución Normal.

El cálculo de la ecuación de la Función de Probabilidad en estudio, se muestra en el Cuadro N° 52; de igual manera el ploteo tanto de los datos de precipitación como de la ecuación obtenida a través de la Función Lognormal, se muestran en el Gráfico N° 31.



CUADRO N° 52

AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION LOGNORMAL A LA PRECIPITACION MAXIMA MENSU.

EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993

i	PRECIPITACION MAYOR DEL AÑO X (*)	Ln ( X )	$\frac{\text{Ln ( X )}}{n}$	$\alpha$ (**)	$\frac{[\text{Ln ( X )} - \alpha]^2}{n}$
1	240.00	5.48	0.37	5.20	0.01
2	217.00	5.38	0.36	5.20	0.00
3	152.00	5.02	0.33	5.20	0.00
4	168.00	5.12	0.34	5.20	0.01
5	338.00	5.82	0.39	5.20	0.03
6	200.00	5.30	0.35	5.20	0.00
7	121.00	4.80	0.32	5.20	0.01
8	124.00	4.82	0.32	5.20	0.01
9	103.00	4.63	0.31	5.20	0.02
10	153.00	5.03	0.33	5.20	0.00
11	147.00	4.99	0.33	5.20	0.00
12	268.00	5.59	0.37	5.20	0.01
13	186.00	5.23	0.35	5.20	0.00
14	249.00	5.52	0.37	5.20	0.01
15	232.00	5.45	0.36	5.20	0.00
SUMA	2898.00		5.20		0.11

( \* ) : Precipitación en mm/mes

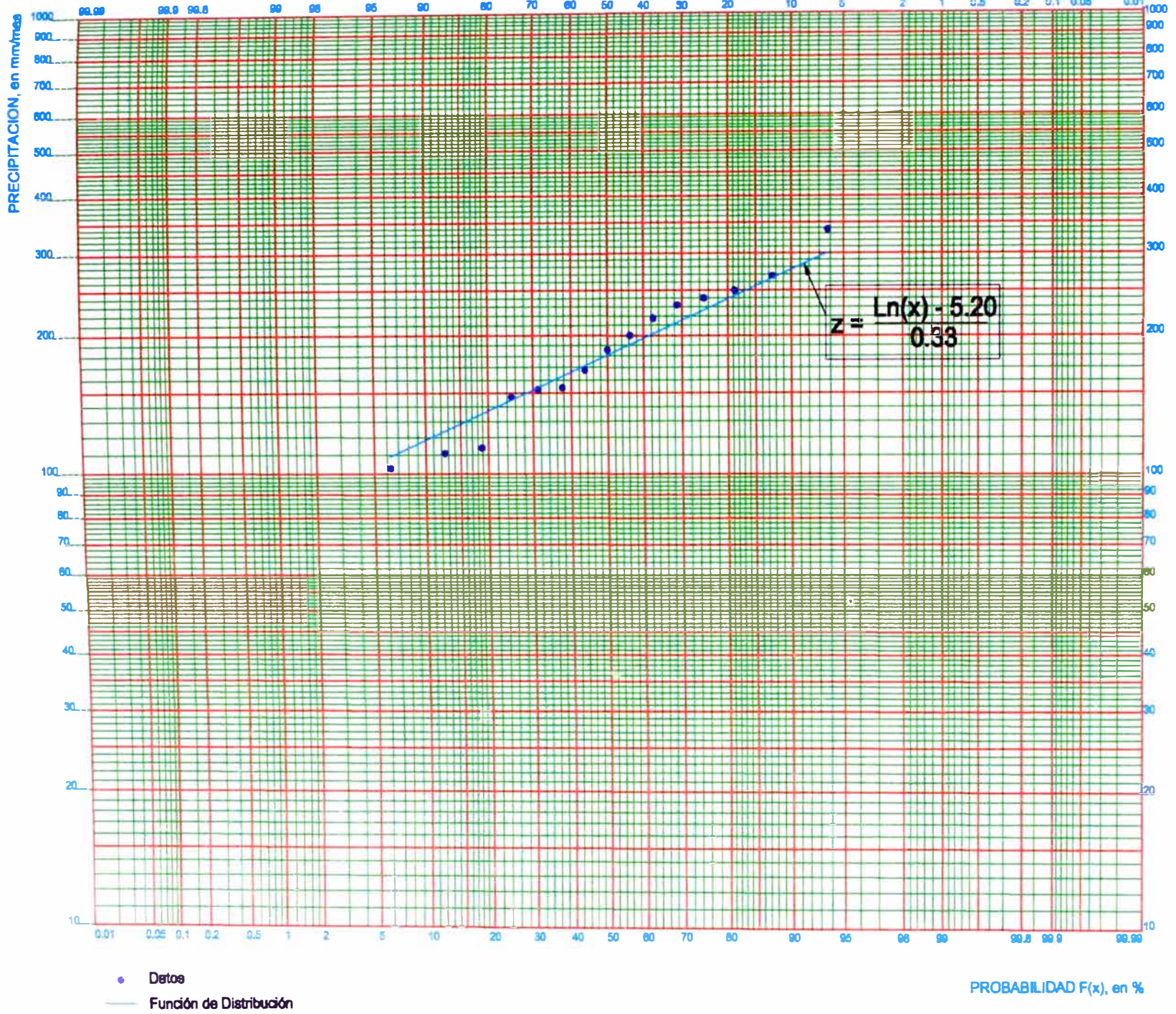
( \*\* ) : Media de las precipitaciones máximas anuales

$$\alpha = 5.20$$

$$\beta = \sqrt{0.11} = 0.33$$

$Z = \frac{\text{Ln ( X )} - 5.20}{0.33}$
---

REPRESENTACION GRAFICA DEL AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION LOGNORMAL  
 A LA PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993





### C) DISTRIBUCION PEARSON III

La Función de Densidad de Probabilidad Pearson III se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \cdot \Gamma(\beta_1)} \left( \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-(x - \delta_1) / \alpha_1}$$

donde  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  y  $\delta_1$  son los parámetros de la función y  $\Gamma(\beta)$  es la función Gamma.

Los parámetros  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  y  $\delta_1$  se evalúan, a partir de los "n" datos medidos, mediante el sistema de ecuaciones que se indican a continuación:

$$\bar{x} = \alpha_1 \cdot \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \cdot \beta_1$$

$$Y = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde:

" $\bar{x}$ " : Media de los datos.

" $S^2$ " : Varianza de los datos

" $Y$ " : Coeficiente de Sesgo, que se define como:

$$Y = \frac{\sum (x - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

Teniendo como variable estandarizada a:

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$$



**TABLA III**  
**DISTRIBUCION CHI-CUADRADO**

$$P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{\Gamma(r/2)2^{r/2}} w^{r/2-1} e^{-w/2} dw$$

	$P(X \leq x)$							
	0.010	0.025	0.050	0.100	0.900	0.950	0.975	0.990
1	0.000	0.001	0.004	0.016	2.706	3.841	5.024	6.635
2	0.020	0.051	0.103	0.211	4.605	5.991	7.378	9.210
3	0.115	0.216	0.352	0.584	6.251	7.815	9.348	11.34
4	0.297	0.484	0.711	1.064	7.779	9.488	11.14	13.28
5	0.554	0.831	1.145	1.610	9.236	11.07	12.83	15.09
6	0.872	1.237	1.635	2.204	10.64	12.59	14.45	16.81
7	1.239	1.690	2.167	2.833	12.02	14.07	16.01	18.48
8	1.646	2.180	2.733	3.490	13.36	15.51	17.54	20.09
9	2.088	2.700	3.325	4.168	14.68	16.92	19.02	21.67
10	2.558	3.247	3.940	4.865	15.99	18.31	20.48	23.21
11	3.053	3.816	4.575	5.578	17.28	19.68	21.92	24.72
12	3.571	4.404	5.226	6.304	18.55	21.03	23.34	26.22
13	4.107	5.009	5.892	7.042	19.81	22.36	24.74	27.69
14	4.660	5.629	6.571	7.790	21.06	23.68	26.12	29.14
15	5.229	6.262	7.261	8.547	22.31	25.00	27.49	30.58
16	5.812	6.908	7.962	9.312	23.54	26.30	28.84	32.00
17	6.408	7.564	8.672	10.08	24.77	27.59	30.19	33.41
18	7.015	8.231	9.390	10.86	25.99	28.87	31.53	34.80
19	7.633	8.907	10.12	11.65	27.20	30.14	32.85	36.19
20	8.260	9.591	10.85	12.44	28.41	31.41	34.17	37.57
21	8.897	10.28	11.59	13.24	29.62	32.67	35.48	38.93
22	9.542	10.98	12.34	14.04	30.81	33.92	36.78	40.29
23	10.20	11.69	13.09	14.85	32.01	35.17	38.08	41.64
24	10.86	12.40	13.85	15.66	33.20	36.42	39.36	42.98
25	11.52	13.12	14.61	16.47	34.38	37.65	40.65	44.31
26	12.20	13.84	15.38	17.29	35.56	38.88	41.92	45.64
27	12.88	14.57	16.15	18.11	36.74	40.11	43.19	46.96
28	13.56	15.31	16.93	18.94	37.92	41.34	44.46	48.28
29	14.26	16.05	17.71	19.77	39.09	42.56	45.72	49.59
30	14.95	16.79	18.49	20.60	40.26	43.77	46.98	50.89
40	22.16	24.43	26.51	29.05	51.80	55.76	59.34	63.69
50	29.71	32.36	34.76	37.69	63.17	67.50	71.42	76.15
60	37.48	40.48	43.19	46.46	74.40	79.08	83.30	88.38
70	45.44	48.76	51.74	55.33	85.53	90.53	95.02	100.4
80	53.34	57.15	60.39	64.28	96.58	101.9	106.6	112.3



Entonces la función de probabilidad es:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y e^{-y} y^{\beta-1} dy$$

Esta función es una Función de Distribución "Chi Cuadrada" con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $X^2 = 2y$ .

En la Tabla N° III se muestra la Función de Distribución  $X^2$ .

Para el cálculo de la función de la variable estandarizada, se elaboró el Cuadro N° 53, en el cual se indica la ecuación de la variable estandarizada.

La representación gráfica tanto de los datos de precipitación como de la ecuación obtenida a través de ésta Función se muestran en el Gráfico N° 32.



CUADRO N° 53

AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION PEARSON III A LA PRECIPITACION

MAXIMA MENSUAL EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993

i	PRECIPITACION MAYOR DEL AÑO X (mm/mes)	MEDIA ( X )	$( X - MEDIA )^2$ n * S²
1	240.00	193.20	0.0255
2	217.00	193.20	0.0033
3	152.00	193.20	-0.0174
4	168.00	193.20	-0.0040
5	338.00	193.20	0.7539
6	200.00	193.20	0.0001
7	121.00	193.20	-0.0935
8	124.00	193.20	-0.0823
9	103.00	193.20	-0.1822
10	153.00	193.20	-0.0161
11	147.00	193.20	-0.0245
12	268.00	193.20	0.1039
13	186.00	193.20	-0.0001
14	249.00	193.20	0.0431
15	232.00	193.20	0.0145
SUMA	2898.00		0.5242

$$x = \frac{2898.00}{15} = 193.20$$

$$S = \sqrt{\frac{58256.40}{(15 - 1)}} = 64.51$$

Donde:

x : Media de precipitaciones máximas anuales

S: Desviación Estándar

$$Y = 0.5242$$

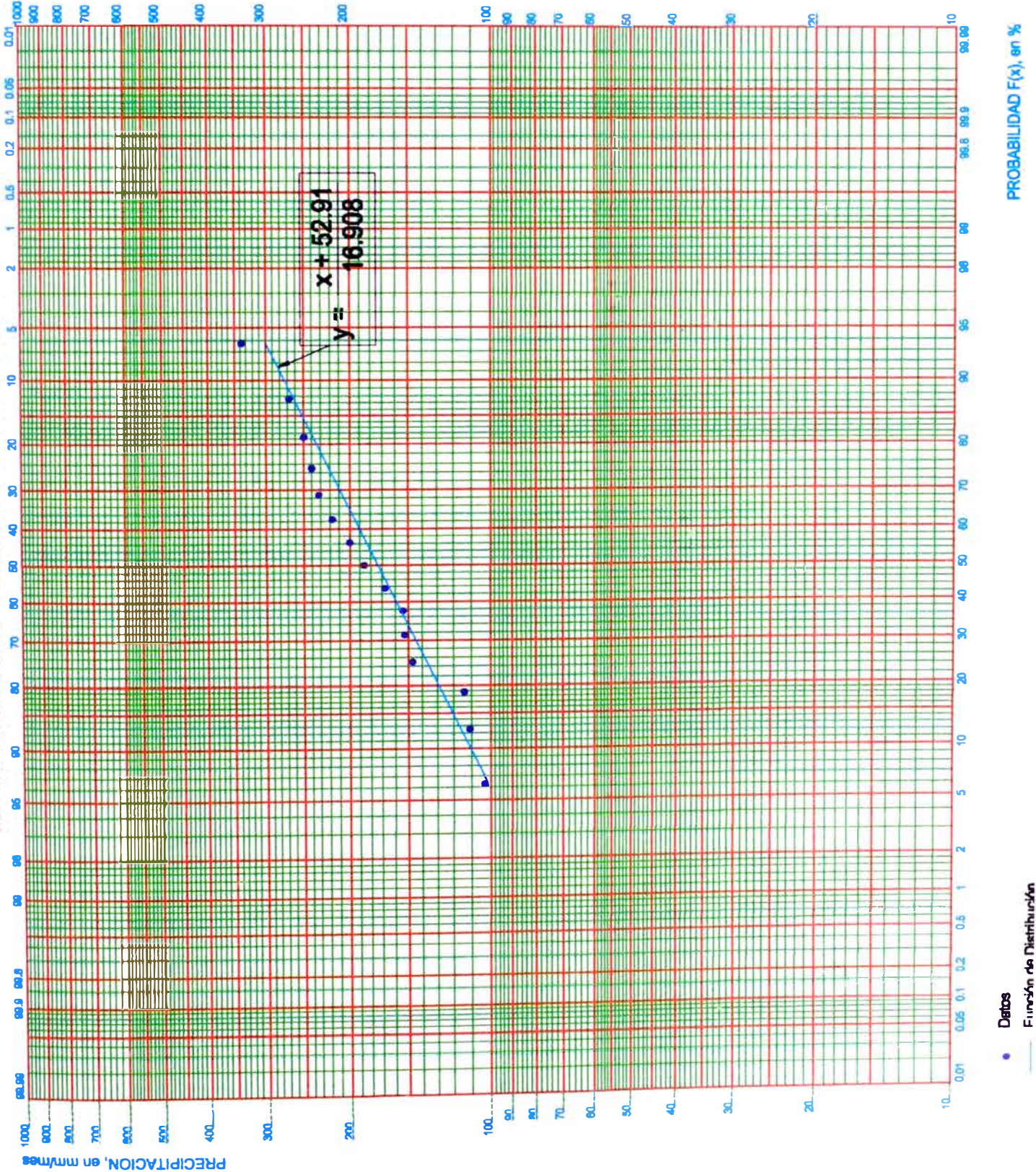
$$\beta_1 = \left( \frac{2}{0.5242} \right)^2 = 14.556$$

$$\alpha_1 = \frac{64.51}{\sqrt{14.556}} = 16.908$$

$$\delta_1 = 193.20 - 16.908 * 14.556 = - 52.91$$

$$y = \frac{x + 52.91}{16.908}$$

REPRESENTACION GRAFICA DEL AJUSTE DE UNA DISTRIBUCION PEARSON III  
 A LA PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1983





## D) DISTRIBUCION GUMBEL

Supongamos que se tiene "N" muestras, cada una de las cuales tiene "n" eventos. Si se selecciona el máximo "x" de los "n" eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que "n" aumenta, la Función de Probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde "α" y "β" son los parámetros de la función y se pueden estimar como:

- Para muestras muy grandes

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 * S$$

Donde:

$\bar{x}$  : Media de los datos.

S : Desviación estándar de los datos.

- Para muestras relativamente pequeñas

$$\alpha = \frac{\delta_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

Donde:

$\bar{x}$  : Media de los datos.

S : Desviación estándar de los datos.

Además los valores de " $u_y$ " y " $\delta_y$ " se indican en la Tabla N° IV.

**TABLA N° IV**  
**VALORES DE " $u_y$ " y " $\delta_y$ "**

Número de Datos	$U_y$	$\delta_y$
10	0.4952	0.9490
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

- Para nuestro caso se trata de muestras pequeñas por lo cual utilizaremos las fórmulas correspondientes a ellas; es así que:

De la Tabla N° IV, para  $n = 15$ , se obtiene:

$$u_y = 0.5128$$

$$\delta_y = 1.0206$$



Por lo tanto

$$\alpha = \frac{1.0206}{64.51} = 0.0158$$

$$\beta = 193.20 - \frac{0.5128}{0.0158} = 160.7443$$

Luego

$$F(x) = e^{-e^{-0.0158 \cdot (x - 160.7443)}}$$

Entonces:

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \text{Ln Ln} \left( \frac{T}{T-1} \right)$$

Donde :

T: Tiempo de retorno, y

$$T = \frac{n+1}{m}$$

En el cual:

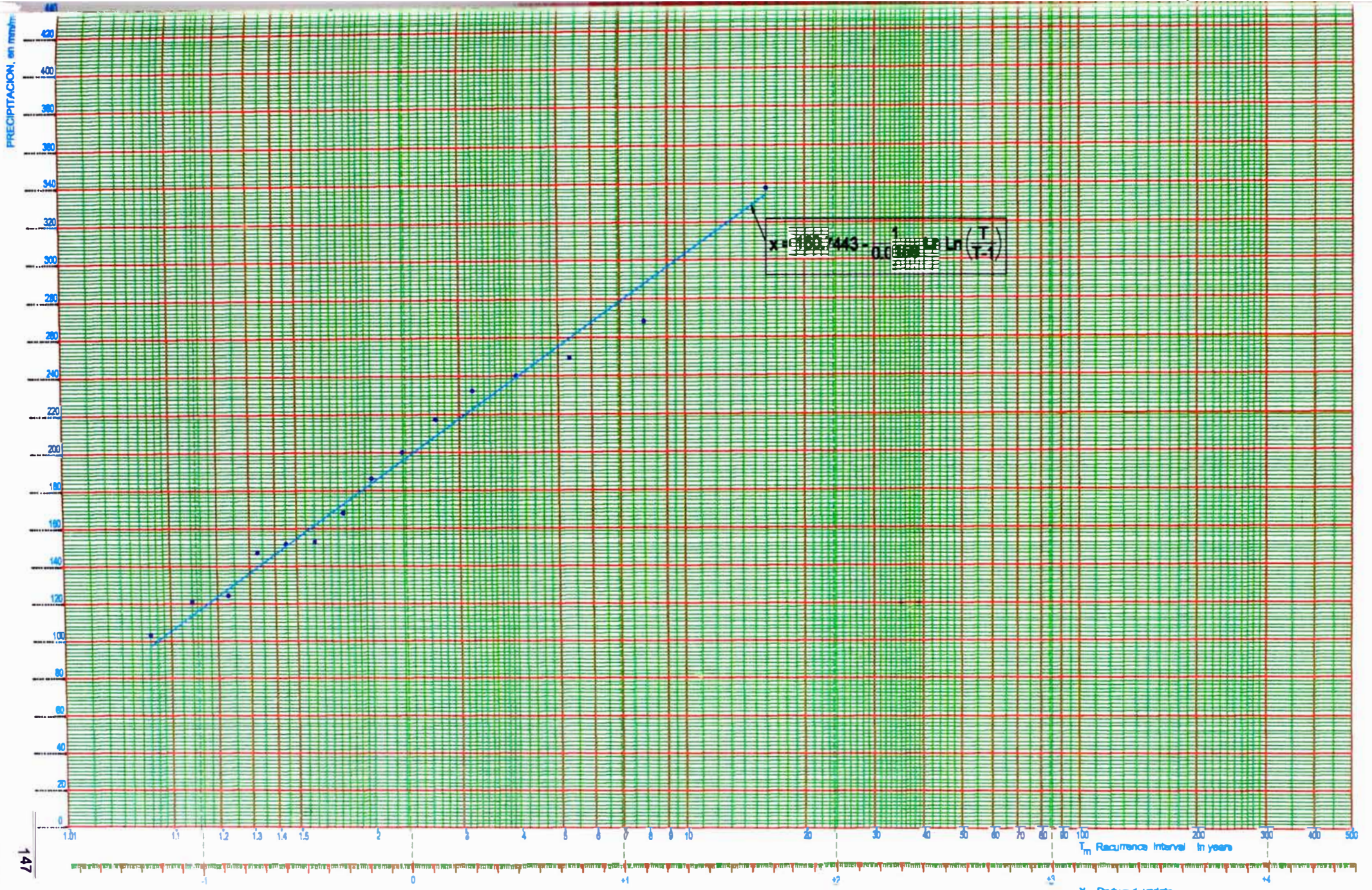
n : # total de eventos de la serie

m : # de orden del elemento ordenado en forma creciente.

Por lo tanto la ecuación queda definida tal y como se indica a continuación:

$$x = 160.7443 - \frac{1}{0.0158} \text{Ln Ln} \left( \frac{T}{T-1} \right)$$

El ploteo tanto de los datos de precipitación como de la ecuación obtenida a través de la Función Gumbel, se muestran en el Gráfico N° 33.





#### **IV. Limites de Aplicabilidad y Selección de la Función de Distribución de Probabilidad**

En ocasiones diversas las diferencias entre una y otra función de probabilidad pueden ser apreciables; es por ello que la selección de una de ellas deberá hacer minuciosamente; puesto que una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría conllevar a tener una estructura sobrediseñada y costosa, o contrariamente subdiseñada y peligrosa.

Para llevar a cabo el propósito de selección, existen diversos métodos, y algunos de ellos serán descritos a continuación:

##### **A) ANALISIS GRAFICO**

El presente método consiste en observar e inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos que son pues los datos reales.

La función de distribución de probabilidad que se seleccione será aquella que se adapte mejor a los datos medidos.

Este **es un** método con alto grado de subjetividad y, usado aisladamente, puede resultar un tanto peligroso; sin embargo, es muy ilustrativo y recomendable para ser usado con otros métodos; a ello se puede agregar que si es aplicado por un ingeniero con gran experiencia, puede resultar el mejor de todos.

Luego de observar los Gráficos N° 30, 31, 32 y 33, en el cual se muestran las diversas Funciones de Distribución de Probabilidad, se puede afirmar que el orden de elección que definido así:

- 1° Distribución Gumbel
- 2° Distribución Pearson III
- 3° Distribución Lognormal
- 4° Distribución Normal

## B) METODO DEL ERROR CUADRATICO MINIMO

Este método es menos subjetivo que el anteriormente descrito; la aplicación de éste consiste en calcular, para cada Función de Distribución, el error cuadrático, dado como:

$$C = \left[ \sum_{i=1} (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2}$$

Donde  $x_{ei}$  es el i-ésimo dato estimado y  $x_{oi}$  es el i-ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis. En el Cuadro N° 54 se muestran las precipitaciones estimadas para cada una de las funciones de distribución.



CUADRO N° 54

**SELECCIÓN DE LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD QUE MAS SE AJUSTA A LA PRECIPITACION MAXIMA ANUAL  
 DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993, UTILIZANDO EL METODO DEL ERROR CUADRATICO MINIMO**

T ( * ) años	Xo mm/mes	NORMAL		LOGNORMAL		PEARSON III		GUMBEL	
		Xe ( ** )	( Xe - Xo )²	Xe	( Xe - Xo )²	Xe	( Xe - Xo )²	Xe	( Xe - Xo )²
16.00	338.00	292.17	2100.39	300.75	1387.56	299.56	1477.63	334.19	14.49
8.00	268.00	267.42	0.34	264.99	9.06	272.45	19.80	288.18	407.07
5.33	249.00	250.42	2.02	242.91	37.09	259.69	114.28	260.19	125.24
4.00	240.00	236.71	10.82	226.46	183.33	246.93	48.02	239.60	0.16
3.20	232.00	224.73	52.85	213.00	361.00	234.17	4.71	222.87	83.29
2.67	217.00	213.76	10.50	201.38	243.98	221.41	19.45	208.63	70.04
2.29	200.00	203.34	11.16	190.92	82.45	208.65	74.82	195.89	16.90
2.00	186.00	193.20	51.84	181.27	22.37	195.89	97.81	183.94	4.24
1.78	168.00	183.06	226.80	172.11	16.89	183.13	228.92	172.91	24.15
1.60	153.00	172.64	385.73	163.17	103.43	170.37	301.72	161.97	80.45
1.45	152.00	161.67	93.51	154.27	5.15	157.61	31.47	150.80	1.43
1.33	147.00	149.69	7.24	145.10	3.61	144.85	4.62	139.73	52.89
1.23	124.00	135.98	143.52	135.27	127.01	132.09	65.45	128.03	16.27
1.14	121.00	118.98	4.08	124.01	9.06	119.33	2.79	113.87	50.80
1.07	103.00	94.23	76.91	109.26	39.19	101.16	3.39	97.25	33.04
$\Sigma$ =			3177.71		2631.18		2494.88		980.46
<b>C ( *** )</b>			<b>56.37</b>		<b>51.29</b>		<b>49.95</b>		<b>31.31</b>

( \* ) : Tiempo de Retorno

( \*\* ) : Precipitación esperada, en mm/mes

( \*\*\* ) : Error Cuadrático Mínimo, calculado por:

$$C = [ \Sigma ( x_{ei} - x_{oi} )^2 ]^{1/2}$$



De los resultados obtenidos del cuadro N° 54, se puede asignar el siguiente orden a las funciones de distribución:

- 1° Distribución Gumbel
- 2° Distribución Pearson III
- 3° Distribución Lognormal
- 4° Distribución Normal

### C) PRUEBAS DE BONDAD DEL AJUSTE

En la teoría estadística, las pruebas de bondad del ajuste mas conocidas son la  $\chi^2$  y la Kolmogorov – Smirnov, cuya descripción en forma breve se hace a continuación.

#### 1.- Prueba $\chi^2$

Esta es la más popular, propuesta por Karl Pearson en el año de 1900. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número "k" de intervalos de clase, como se muestra en el Cuadro N° 55; en el cual se ha escogido  $k = 5$ .

Posteriormente se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1} (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$



Donde:

$\theta_i$  es el número observado de eventos en el intervalo  $i$  y

$\varepsilon_i$  es el número esperado de eventos en el mismo intervalo, se

calcula como:

$$\varepsilon_i = n [ F ( S_i ) - F ( l_i ) ], \quad \text{con } i = 1, 2, \dots, k$$

En el cual:

$F ( S_i )$ : Función de Distribución de Probabilidad en el límite superior del intervalo "i",

$F ( l_i )$ : Es la misma función en el límite inferior del intervalo "i"

"n" Es el número de eventos.

Los cálculos para la presente prueba se consignan en el Cuadro N° 55.



**CUADRO Nº 55**

**SELECCIÓN DE LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD QUE MAS SE AJUSTA A LA PRECIPITACION MAXIMA**

**ANUAL DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993, UTILIZANDO EL METODO CHI CUADRADO X<sup>2</sup>**

**Intervalos de Clase**

INTERVALO	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	MARCA DE CLASE	NUMERO OBSERVADO
i	li	Si		θ <sub>i</sub>
1	100	150	125	4
2	150	200	175	4
3	200	250	225	5
4	250	300	275	1
5	300	350	325	1

$\Sigma = n = 15$

**Valores de "D"**

FUNCION DE DISTRIBUCION	INTERVALO i	F ( Si ) ( <sup>1</sup> )	F ( li ) ( <sup>2</sup> )	ε <sub>i</sub> ( <sup>3</sup> )	$\frac{(\theta_i - \epsilon_i)^2}{\epsilon_i}$	D ( <sup>4</sup> )
NORMAL	1	0.2515	0.0742	2.6595	0.6757	
	2	0.5420	0.2515	4.3575	0.0293	
	3	0.8106	0.5420	4.0290	0.2340	
	4	0.9511	0.8106	2.1075	0.5820	
	5	0.9925	0.9511	0.6210	0.2313	
					$\Sigma =$	<b>1.7523</b>
LOGNORMAL	1	0.2831	0.0357	3.7110	0.0225	
	2	0.6171	0.2831	5.0100	0.2036	
	3	0.8350	0.6171	3.2685	0.9173	
	4	0.9366	0.8350	1.5240	0.1802	
	5	0.9769	0.9366	0.6045	0.2588	
					$\Sigma =$	<b>1.5824</b>
PEARSON III	1	0.2752	0.0592	3.2400	0.1783	
	2	0.5201	0.2752	3.6735	0.0290	
	3	0.7650	0.5201	3.6735	0.4790	
	4	0.9383	0.7650	2.5995	0.9842	
	5	0.9825	0.9383	0.6630	0.1713	
					$\Sigma =$	<b>1.8418</b>
GUMBEL	1	0.3057	0.0735	3.4830	0.0767	
	2	0.5840	0.3057	4.1745	0.0073	
	3	0.7834	0.5840	2.9910	1.3494	
	4	0.8951	0.7834	1.6755	0.2723	
	5	0.9510	0.8951	0.8385	0.0311	
					$\Sigma =$	<b>1.7368</b>

( <sup>1</sup> ) : Función de Distribución de Probabilidad en el Limite Superior del Intervalo "i"

( <sup>2</sup> ) : Función de Distribución de Probabilidad en el Limite Inferior del Intervalo "i"

( <sup>3</sup> ) : Número de eventos esperados en el intervalo "i"

( <sup>4</sup> ) : Parámetro estadístico de cada Función de Distribución de Probabilidad.

$$D = \frac{\Sigma(\theta_i - \epsilon_i)^2}{\epsilon_i}$$



Una vez calculado el parámetro “D” para cada Función de Distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución  $X^2$  para  $v = k - 1 - m$  grados de libertad y un nivel de significancia de  $\alpha$ , donde “m” es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

\*\* Para aceptar una Función de Distribución dada, se debe cumplir:

$$D < X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

El valor de  $X^2_{1-\alpha, k-1-m}$  se obtiene de tablas de la función de distribución  $X^2$ , la que se muestra en la Tabla N° III.

Generalmente  $\alpha$  toma valores del 10, 5 y 1%. El valor de  $\alpha$ , en la teoría estadística, es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula:

$H_0$ : La función de distribución de probabilidad es  $D(\alpha, \beta, \dots)$

Cuando en realidad es cierta, es decir de cometer un error tipo I.

En la ecuación anterior D es la función de probabilidad considerada y  $\alpha, \beta, \dots$  son sus parámetros.

Sin embargo,  $\alpha$  no puede ser arbitrariamente pequeña sin incrementar al mismo tiempo la probabilidad de cometer un error tipo II, que es el de aceptar  $H_0$  cuando en realidad no es verdadera.

Por lo común el valor adoptado de  $\alpha$  es de 0.05; puesto que para este nivel de significancia acostumbran aceptarse varias Funciones de Distribución de Probabilidad.

Aceptando el criterio anterior, se escogerá la Función de Probabilidad que tenga el menor valor de D. A continuación presentamos la Tabla N° V, en el cual se ha seleccionado un nivel de significancia de  $\alpha = 0.05$  y



diversos números de parámetros se indica valores de la función de probabilidad  $X^2$ .

**TABLA N° V**  
**VALORES DE LA FUNCION DE PROBABILIDAD  $X^2$  PARA**  
**DIVERSOS NUMEROS DE PARAMETROS CON  $\alpha = 0.05$**

N° PARAMETROS	$X^2_{0.95, k-1-m}$
2	7.81
3	5.99
4	3.84

En el caso de las Funciones de Probabilidad Normal, Lognormal y Gumbel, las cuales tienen dos parámetros, y observando los valores de "D" obtenidos del Cuadro N° 55, se puede concluir que todas son aceptadas por cuanto tienen menores valores que su función de probabilidad  $X^2$  correspondiente, como se muestra a continuación en el Cuadro N° 56.

**CUADRO N° 56**  
**VERIFICACION DE LA ACEPTACION DE LAS FUNCIONES DE DOS**  
**PARAMETROS AL APLICAR LA PRUEBA  $X^2$**

FUNCION DE PROBABILIDAD	PARAMETRO "D"	$X^2_{0.95, 2}$
Normal	1.7523	7.81
Lognormal	1.5824	7.81
Gumbel	1.7368	7.81



La Función de Probabilidad Pearson III es una función de tres parámetros; igualmente se observa que el valor de  $D = 1.8418$  es menor al de la función de probabilidad correspondiente  $X^2_{0.95, 1} = 5.99$ , motivo por la que igualmente se acepta.

Para decidir entre las funciones aceptadas, en nuestro caso todas, se compararán sus respectivos valores de "D", por lo cual las Funciones de Probabilidad en estudio, quedan aceptadas en el orden siguiente.

- 1° Distribución Lognormal
- 2° Distribución Gumbel
- 3° Distribución Normal
- 4° Distribución Pearson III

Siempre se debe tener precaución al aplicar la presente prueba, pues sus resultados dependen mucho de la selección de los intervalos y del tamaño de la muestra, pudiendo resultar incluso contradictorios para una misma muestra. Sus resultados deben tomarse con mucho cuidado, sobre todo cuando se usan para discriminar una Función de Distribución de Probabilidad de otra, y son, en cambio, mucho más útiles sólo para compararlas.

## 2.- Prueba Kolmogorov - Smimov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia  $D$  entre la Función de Distribución de Probabilidad observada  $F_o(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$ .

$$D = \max | F_o(x_m) - F(x_m) |$$



con un valor crítico  $d$  que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado, tal y como se indica en la Tabla N° VI.

Si  $D < d$ , se acepta la hipótesis nula.

Esta prueba tiene la ventaja sobre la  $X^2$  de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La Función de Distribución de Probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

"m" : Es el número de orden del dato  $x_m$  en una lista de mayor a menor, y

"n" : Es el número total de datos.

**TABLA N° VI**  
**VALORES CRITICOS "d" PARA LA PRUEBA DE**  
**BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

Tamaño de la Muestra	$\alpha = 0.10$ (*)	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
"n" grande	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

(\*) : Nivel de significancia.




CUADRO N° 57

**SELECCIÓN DE LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD QUE MAS SE AJUSTA A LA PRECIPITACION MAXIMA ANUAL DE LAS  
 CIUDADES DE LUYA Y LAMUD, 1979 - 1993, UTILIZANDO LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

m	Xo mm/mes	Fo ( Xm ) (*)	NORMAL		LOGNORMAL		PEARSON III		GUMBEL	
			F ( Xm ) (**)	Fo(Xm)-F(Xm)	F ( Xm ) (**)	Fo(Xm)-F(Xm)	F ( Xm ) (**)	Fo(Xm)-F(Xm)	F ( Xm ) (**)	Fo(Xm)-F(Xm)
1	338.00	0.9375	0.9876	0.0501	0.9705	0.0330	0.9770	0.0395	0.9410	0.0035
2	268.00	0.8750	0.8769	0.0019	0.8820	0.0070	0.8532	0.0218	0.8322	0.0428
3	249.00	0.8125	0.8065	0.0060	0.8320	0.0195	0.7601	0.0524	0.7804	0.0321
4	240.00	0.7500	0.7659	0.0159	0.8023	0.0523	0.7161	0.0339	0.7514	0.0014
5	232.00	0.6875	0.7262	0.0387	0.7727	<b>0.0852</b>	0.6769	0.0106	0.7230	0.0355
6	217.00	0.6250	0.6439	0.0189	0.7071	0.0821	0.6034	0.0216	0.6629	0.0379
7	200.00	0.5625	0.5420	0.0205	0.6171	0.0546	0.5201	0.0424	0.5840	0.0215
8	186.00	0.5000	0.4556	0.0444	0.5311	0.0311	0.4516	0.0484	0.5112	0.0112
9	168.00	0.4375	0.3481	0.0894	0.4089	0.0286	0.3634	0.0741	0.4100	0.0275
10	153.00	0.3750	0.2665	<b>0.1085</b>	0.3037	0.0713	0.2899	<b>0.0851</b>	0.3230	<b>0.0520</b>
11	152.00	0.3125	0.2615	0.0510	0.2968	0.0157	0.2850	0.0275	0.3172	0.0047
12	147.00	0.2500	0.2370	0.0130	0.2627	0.0127	0.2605	0.0105	0.2886	0.0386
13	124.00	0.1875	0.1569	0.0306	0.1250	0.0625	0.1479	0.0396	0.1675	0.0200
14	121.00	0.1250	0.1316	0.0066	0.1103	0.0147	0.1332	0.0082	0.1535	0.0285
15	103.00	0.0625	0.0811	0.0186	0.0433	0.0192	0.0678	0.0053	0.0829	0.0204

( \* ) : Función de distribución de probabilidad observada

( \*\* ) : Función de distribución de probabilidad estimada

 Máximo valor absoluto de la diferencia entre funciones de probabilidad observada y estimada



Para nuestro caso se ha elaborado el cuadro N° 57 mostrado en la página anterior, en la cual se sobresalta el valor de "D" para cada Función de Distribución.

Como es posible observar, según ésta prueba se aceptarían todas las Funciones de Distribución para un nivel de significancia  $\alpha = 0.05$  para el cual el valor crítico "d" es 0.34 con  $n = 15$ ; por cuanto los valores obtenidos son menores como se indica en el Cuadro N° 58.

**CUADRO N° 58**  
**VERIFICACION DE LA ACEPTACION DE LAS FUNCIONES DE**  
**PROBABILIDAD AL APLICAR LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE**  
**KOLMOGOROV - SMIRNOV**

<b>FUNCION DE PROBABILIDAD</b>	<b>"D" ( * )</b>	<b>VALOR CRITICO "d"</b>
Normal	0.1085	0.34
Lognormal	0.0852	0.34
Pearson III	0.0851	0.34
Gumbel	0.0520	0.34

( \* ): Máximo valor absoluto de la diferencia entre funciones de probabilidad observada y estimada.

De acuerdo al valor de "D", las Funciones de Distribución se ordenan tal y como se indica a continuación:





- 1° Distribución Gumbel
- 2° Distribución Pearson III
- 3° Distribución Lognormal
- 4° Distribución Normal

#### V. Selección de la Función de Distribución

Para efectuar la selección se ha elaborado el Cuadro N° 59, en el cual se han calificado las funciones según el orden de preferencia, dando 1 a la "mejor" y 4 a la "peor".

**CUADRO N° 59**  
**SELECCIÓN DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION QUE MAS SE AJUSTA A**  
**LA CURVA DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL DE LA CIUDADES**  
**DE LUYA Y LAMUD, ENTRE 1979 - 1993**

FUNCION	METODO GRAFICO	METODO DEL ERROR CUADRATICO MINIMO	PRUEBA DE BONDAD "X <sup>2</sup> "	PRUEBA DE BONDAD "KOLMOGOROV – SMIRNOV"
Normal	4	4	3	4
Lognormal	3	3	1	3
Pearson III	2	2	4	2
Gumbel	1	1	2	1

Del cuadro anterior se concluye que la Función que mejor se ajusta a los datos de precipitaciones máximas anuales entre los años 1979 -- 1993, es la **Función de Distribución Gumbel.**



## VI. Intensidad de Precipitación de Diseño

A continuación se calculará la Intensidad de Precipitación, para diversos Tiempos de Retorno (Ver Cuadro N° 60), utilizando para ello la Función seleccionada, esto es la Función Gumbel.

**CUADRO N° 60**  
**CALCULO DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA DIVERSOS TIEMPOS**  
**DE RETORNO USANDO LA FUNCION GUMBEL**

<b>TIEMPO DE RETORNO</b> <b>Tr</b> <b>( años )</b>	<b>PROBABILIDAD</b>	<b>INTENSIDAD DE</b> <b>PRECIPITACION</b> <b>(mm/mes)</b>
20	0.95	348.73
50	0.98	407.70
100	0.99	451.89

Teniendo en cuenta que para el presente proyecto, se ha calculado un período de diseño igual a 20 años, y además las recomendaciones dadas para la selección del periodo de retorno, se adoptará : **Tr = 50 años.**

Por lo tanto:

$$\text{Intensidad de diseño} = 407.70 \text{ mm/mes} = 0.57 \text{ mm/hr.}$$

\* Además se sabe que:  $1 \text{ mm/hr} = 2.78 \text{ lt/s/ha}$ ; entonces:

**Intensidad de Diseño = 1.58 lt/s/ha.**



## CAPITULO IV

# DISEÑO DE LAS REDES DE DESAGÜE

### 4.1.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Este capítulo abarca el diseño de la red de desagüe en general, esto es el sistema integral, el mismo que estará constituido por todos los colectores, conexiones domiciliarias, que se encargan de recolectar y conducir por transporte hidráulico las aguas residuales domésticas y en algunas ocasiones aguas pluviales.

Estas aguas recolectadas son conducidas a través del emisor a las lagunas de estabilización en ambas ciudades, como paso previo para su disposición final que es con fines de regadío en las áreas próximas a las lagunas de oxidación, logrando de ésta manera favorecer la productividad de dichas zonas.

### 4.2.0 TIPO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Nuestro diseño considerará únicamente el sistema de desagües sanitarios tanto para la ciudad de Luya como para la ciudad de Lámud, que recogen las descargas domésticas y adicionalmente se considerará un porcentaje de ingreso de las aguas provenientes de las lluvias, que se evacuan muchas veces a los colectores públicos.

Las lluvias generalmente ocurren entre los meses de Noviembre y Marzo registrándose descargas que deben ser tomadas en cuenta en el diseño de los



colectores a fin de evitar el colapso de los mismos durante esos meses, debido pues a que un gran porcentaje de la población evacua sus aguas de lluvia hacia el sistema de alcantarillado.

#### **4.3.0 TIPO DE TRAZADO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

Dependiendo de las condiciones topográficas y el lugar de evacuación de los desagües, el trazo de la red se ha realizado de tal forma que la profundidad de los colectores sea la mínima posible.

En nuestro proyecto, para las ciudades de Luya y Lámud se ha utilizado el sistema denominado "Interceptor", en el cual los colectores principales tienen un trazo perpendicular al posible cuerpo receptor de agua; y a lo largo de las márgenes de éste otro conducto principal recibe en su recorrido todos los colectores perpendiculares como sus afluentes y conduce los desagües para un punto de lanzamiento adecuado a la planta de tratamiento. Además para el trazo de la red se ha tomado en consideración las Normas Técnicas indicadas en el Reglamento Nacional de Construcciones R.N.C. [04]

#### **4.4.0 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

##### **4.4.1 Redes de Contribución**

###### **a) Conexiones Prediales**

Están constituidos por las tuberías que reciben las aguas residuales domésticas de cada lote, según el R.N.C. el diámetro mínimo de la tubería será de 100 mm (4"); sin embargo para el presente proyecto se considerará un diámetro de 150 mm (6") por cuanto el desagüe doméstico va a sufrir un incremento cuando se produzcan las lluvias y que al caer en las viviendas son drenadas a dichas



tuberías; las mismas que se unirán posteriormente a los colectores que pasan por el eje de las calles.

**b) Colectores**

Están constituidos por las tuberías que reciben el flujo de las conexiones prediales; el R.N.C. establece que el diámetro mínimo de diseño de los colectores será de 150 mm (6") para las habilitaciones de vivienda; en el proyecto en estudio se adoptará un diámetro mínimo igual a 200 mm (8"), debido a que la diferencia del costo resulta poco apreciable en comparación con la mayor capacidad de conducción y la menor probabilidad de obstrucción de los conductos.

**c) Emisores**

Están constituidos por tuberías que reciben los aportes de un conjunto de colectores, y por lo general son de gran diámetro, dependiendo del volumen a evacuar pueden variar entre 16" a 40", y en algunas ocasiones mayores a 40"; conducen las descargas hasta cámaras de bombeo y/o lagunas de estabilización.

Estas tuberías son únicamente de conducción, por lo tanto no recogen descargas domiciliarias.

#### **4.4.2 Cámaras de Inspección**

Las cámaras de inspección comúnmente llamadas buzones son estructuras que forman parte de los sistemas de aguas negras o pluviales permitiendo la inspección, limpieza y desatoros de los colectores; también se les conoce con el nombre de pozos de visita.



Estas cámaras se ubican en:

- Intersección con las calles.
- La unión de colectores
- Cambio de dirección.
- Cambio de pendiente.
- Cambio de diámetro.
- Cambio de material en la tubería.

Para estas cámaras se recomienda lo siguiente:

- ❑ La profundidad será de 1.20 metros como mínimo.
- ❑ El diámetro interior será de:
  - 1.20 metros para tuberías hasta de 800 mm. (32").
  - 1.80 metros para tuberías hasta de 1200 mm. (48").

Para tuberías de diámetro mayor, las cámaras de inspección serán de diseño especial.

- ❑ El Reglamento Nacional de Construcciones recomienda para extensos tramos rectos de colectores que el espaciamiento máximo entre cámaras de inspección sean las señaladas en el Cuadro N° 61.

**CUADRO N° 61  
 ESPACIAMIENTO MAXIMO DE COLECTORES DE ACUERDO  
 AL DIAMETRO ESTABLECIDO POR EL R.N.C.**

DIAMETRO		DISTRIBUCION MAXIMA DE BUZONES (mts.)
Pulgadas	Mm	
6	150	80
8 – 10	200 – 250	100
12 – 24	300 – 600	150
> 24	> 600	250



Para nuestro diseño, la distancia entre cámaras está supeditada a la topografía del terreno y a los quiebres de la zona en estudio.

#### **4.5.0 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO**

Una estimación del caudal como base para el diseño de la red de colectores, comprende determinaciones de aportes que deberá hacerse de la manera más aproximada posible, a fin de lograr un diseño ajustado a las condiciones reales.

Como se ha mencionado en el capítulo anterior, el caudal de diseño comprenderá aporte de aguas servidas y un porcentaje de aporte de aguas pluviales.

#### **4.5.1 APORTES DE AGUA A LA RED DE ALCANTARILLADO**

##### **4.5.1.1 Aguas Servidas**

El aporte de las aguas servidas tanto en la ciudad de Luya como en la ciudad de Lámud, sólo serán del tipo doméstico, por cuanto no existe ni se tiene proyectado la futura presencia de industrias de gran envergadura que aporten caudales significativos de tipo industrial.

En función de los datos obtenidos en el Capítulo III, así como de los parámetros adoptados, a continuación se muestra el cálculo del caudal de aguas servidas. (Ver Cuadro N° 62)

**CUADRO N° 62**  
**CALCULO DEL CAUDAL DE AGUAS SERVIDAS PARA LOS SISTEMAS**  
**DE ALCANTARILLADO DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

CIUDAD	PARAMETROS DE DISEÑO						
	POBLACION (habitantes)	DOTACION (lt/hab./día)	Q <sub>p</sub> (lt/seg.) ( <sup>1</sup> )	K1 ( <sup>2</sup> )	K2 ( <sup>3</sup> )	C ( <sup>4</sup> )	Q <sub>mhd</sub> (lt/seg) ( <sup>5</sup> )
LUYA	3030	150	5.26	1.80	2.50	0.80	10.52
LAMUD	3365	150	5.84	1.80	2.50	0.80	11.68

(<sup>1</sup>) : Caudal Promedio Anual

$$Q_p = \frac{\text{Población (hab)} \times \text{Dotación (lts./hab./día)}}{24 \text{ horas} \times 3600 \text{ s}} \left( \frac{\text{lts.}}{\text{seg.}} \right)$$

(<sup>2</sup>) : Coeficiente de variación de máximo consumo diario.

(<sup>3</sup>) : Coeficiente de variación de máximo consumo horario.

(<sup>4</sup>) : Coeficiente de retorno o relación desagüe/agua.

(<sup>5</sup>) : Caudal máximo horario de desagüe

$$Q_{mhd} = k_2 \cdot C \cdot Q_p \text{ ( lts./seg.)}$$

#### 4.5.1.2 Aguas de Infiltración

Existen muchas posibilidades de que se infiltren aguas del subsuelo hacia los colectores. Ello depende de diversos factores tales como, el nivel freático, aguas de regadío, la impermeabilidad del material de la tubería a usarse, del tipo de juntas, etc.

En las ciudades del proyecto, Luya y Lámud, se ha comprobado que el nivel de la napa freática está por debajo de los 3.00 mts. sobre el nivel del terreno, por lo tanto no se considerará este aporte en el caudal de diseño.





### 4.5.1.3 Aguas Pluviales

Son las aguas de lluvia que pueden incorporarse al sistema por las cámaras de inspección y por las conexiones domiciliarias, incrementando por lo tanto los caudales de escurrimiento en los colectores de desagüe sanitario.

Como se mencionó en el Capítulo anterior, el cálculo del caudal de aguas pluviales se hará utilizando el Método Racional; de igual manera se considerará que el aporte de las aguas pluviales al sistema de alcantarillado será igual a un **40%**. El Cuadro N° 63 que a continuación se muestra, contiene el cálculo del caudal de aguas pluviales para las dos ciudades en estudio.

**CUADRO N° 63**  
**CALCULO DEL CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES PARA LOS SISTEMAS**  
**DE ALCANTARILLADO DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

CIUDAD	PARAMETROS DE DISEÑO				
	INTENSIDAD DE PRECIPITACION ( lt/s/ha )	FACTOR DE ESCURRIMIENTO " C "	AREA DE LA CUENCA ( Ha )	APORTE AL SISTEMA	Q <sub>ap</sub> ( * ) ( lt /seg )
LUYA	1.58	0.50	95	40%	30.92
LAMUD	1.58	0.50	128	40%	40.45

( \* ): Caudal de aguas pluviales

**\*\* Por lo tanto el Caudal de diseño, que incluye Caudal de aguas servidas y Caudal de aguas pluviales, se registra en el Cuadro N° 64.**



**CUADRO N° 64**  
**CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS**  
**DE ALCANTARILLADO DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**

<b>CIUDAD</b>	<b>Qas ( * ) (lt/seg)</b>	<b>Qap ( ** ) (lt/seg)</b>	<b>Qdiseño (lt/seg)</b>
<b>LUYA</b>	10.52	30.02	<b>40.54</b>
<b>LAMUD</b>	11.68	40.45	<b>52.13</b>

( \* ) : Caudal de aguas servidas.

( \*\* ) : Caudal de aguas pluviales.

#### **4.6.0 DEL CALCULO HIDRAULICO**

##### **4.6.1 Consideraciones para el Cálculo Hidráulico**

Los cálculos hidráulicos para los sistemas de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud, se harán basadas en la ecuación de Manning para el sistema métrico:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V : Velocidad media de escurrimiento, en m/seg.

R : Radio medio hidráulico de la sección, ocupada por el  
desagüe, en mts.

S : Pendiente de la canalización.

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.



Asociados con la ecuación anteriormente mencionada y las Normas Técnicas de Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas [04], se debe tomar en consideración:

- Los diámetros de los conductos a utilizar.
- Alturas máximas de flujo expresadas en función del diámetro de la tubería para la conducción de caudales máximos.
- Calidad del material de las tuberías a utilizar.
- Coeficiente de resistencia de flujo ( "n" de Manning ), basados en el material de la tubería y su proceso de fabricación.
- Velocidades de desplazamiento del desagüe en sus valores mínimos y máximos admisibles.
- Pendientes asociadas con las velocidades y las normas establecidas a fin de garantizar un desplazamiento de los desagües sin deposiciones de materiales ni erosión de las paredes de conducción.

Desarrollaré a continuación cada uno de los puntos descritos:

- 1) El diámetro mínimo adoptado será de 8", contrariamente a lo indicado en las normas (6") debido a que las posibilidades de obstrucción son mayores en las tuberías de 6" y la diferencia en costo no es significativa frente a la seguridad de evitar atoros.
- 2) El diseño de colectores y emisores se efectuará considerando las siguientes características de tirantes máximos.

Colectores: el tirante  $Y = 0.50 D.$

Emisores: el tirante  $Y = 0.75 D.$

Donde D, es el diámetro de la tubería.



- 3) Las tuberías a utilizar, son tuberías perfiladas de cloruro de polivinilo (PVC) conocidas como RIB LOC , producidas en nuestro país por la Empresa Plástica Interandina S.A., con un coeficiente de Manning  $n=0.010$ .

La decisión de utilizar éste tipo de tubería obedece a la necesidad de satisfacer las condiciones mínimas y máximas de velocidades y pendientes establecidas en las normas del R.N.C. [04] y a las condiciones de topografía variable y accidentada que presenta nuestro proyecto en ambas ciudades.

- 4) Velocidad.- Las alcantarillas transportan sólidos los que flotarán y se asentarán de acuerdo con la velocidad de escurrimiento. Si la velocidad es baja se producirá la sedimentación de sólidos a lo largo de los colectores y si la velocidad es alta puede producirse erosión de las paredes.

Nuestro proyecto contempla la evacuación de aguas servidas y un porcentaje de las aguas pluviales por captación domiciliaria; por lo tanto, para la primera el R.N.C. establece la velocidad mínima de 0,60 m/s; y en lo que respecta a los desagües pluviales la velocidad mínima se ha establecido igual a 0,75 m/s; valor que garantiza el arrastre hidráulico de arenas.

Las velocidades máximas para evitar la erosión de las paredes dependen del material de la tubería; en nuestro caso las tuberías **RIB LOC** de acuerdo a recomendaciones del fabricante, soportan velocidades máximas, para efectos de diseño, de hasta de **6.00 m/seg.**

De lo anteriormente mencionado nuestras velocidades deberán encontrarse en el rango de 0.60 m/seg. y 6.00 m/seg.; así:

$$0.60 \text{ m/seg.} < V < 6.00 \text{ m/seg.}$$

Es necesario mencionar que en algunos sectores, especialmente en tramos iniciales, se tiene pendientes muy fuertes, las mismas que sobrepasan la pendiente máxima, sin embargo el caudal que conducen es mínimo, por lo que



una profundización de los buzones para ceñirnos a que la velocidad a media sección sea menor que la máxima (como sugiere el R.N.C.), resultaría innecesaria y antieconómica, es por ello que tomando en cuenta ésta consideración, sólo en algunos tramos iniciales la velocidad de diseño no obedece al rango previamente establecido.

- 5) Pendiente.- La pendiente de un conducto está asociada con la velocidad de desplazamiento del desagüe, radio medio hidráulico de la sección ocupada por el desagüe, coeficiente de rugosidad de la tubería, calidad de la tubería que se seleccione y fórmula a utilizar.

El haber establecido valores máximos y mínimos para la velocidad de desplazamiento del fluido, y condición de altura máxima de escurrimiento a media sección y admitiendo que el coeficiente de rugosidad "n" de Manning permanece constante, es posible obtener las pendientes mínimas y máximas con que deberán ser instaladas las tuberías para adaptarse a los valores de las velocidades y tirantes mencionados anteriormente.

En adición a lo expresado y debido al poco caudal en los tramos iniciales de cada colector, se adoptará la sugerencia dada en el R.N.C. que estipula que en los 300 mts. iniciales de cada colector se deberá mantener una pendiente mínima de diez por mil (10‰), cabe mencionar que otras instituciones ligadas al saneamiento como es SEDAPAL recomiendan pendientes mínimas de ocho por mil (8‰).

A continuación deduciremos partiendo de la utilización de la ecuación de Manning las expresiones para la velocidad, pendiente y gasto con tuberías RIB LOC ( $n=0.010$ ) para condiciones de tubo lleno; debiendo tener presente que para la constancia del coeficiente de rugosidad "n" de Manning, la velocidad a tubo lleno es igual a la velocidad a media sección.



Ecuación de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Sistema Métrico

CARACTERISTICAS A TUBO LLENO

Area :  $A = \frac{\pi D^2}{4}$

Perímetro :  $P = \pi D$

Radio Medio Hidráulico :  $R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$

$$V = \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times \frac{S^{1/2}}{n}$$

**\*\* Para tuberías RIB LOC, n=0.010**

Reemplazando valores:

$$V = 39.69 D^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Luego:

$$S = \frac{V^2}{1575.30 \cdot D^{4/3}}$$

Y el caudal a tubo lleno:  $Q = A \cdot V$

$$Q = 31.17 D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

Q = Descarga a tubo lleno (m<sup>3</sup>/seg.)

V = Velocidad a tubo lleno (m/seg.)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente.



En base a las fórmulas obtenidas, calcularemos las pendientes mínimas y máximas para las velocidades mínima y máximas de 0.60, 0.75 y 6.00 m/seg., así como los correspondientes caudales a tubo lleno y media sección para los diámetros a ser utilizados.( Ver Cuadro N° 65)

**CUADRO N° 65**  
**PENDIENTES MINIMAS Y MAXIMAS PARA DIFERENTES DIAMETROS**  
**EN TUBERIAS RIB LOC (n=0.010) QUE TRABAJAN A TUBO LLENO**

DIAMETROS		V = 0.60 m/s	V = 0.75 m/s	V =6.00 m/s	V = 0.60 m/s	
PULG.	MTS.	S <sub>mínimo</sub> ( % )	S <sub>mínimo</sub> ( % )	S <sub>máximo</sub> ( % )	Q <sub>o</sub> (l/seg.)	Q <sub>1/2s</sub> (l/seg.)
8	0.20	1.95 * 10 <sup>-3</sup>	3.05 * 10 <sup>-3</sup>	195.39 * 10 <sup>-3</sup>	18.850	9.425
10	0.25	1.45 * 10 <sup>-3</sup>	2.27 * 10 <sup>-3</sup>	145.11 * 10 <sup>-3</sup>	29.452	14.726
12	0.30	1.14 * 10 <sup>-3</sup>	1.78 * 10 <sup>-3</sup>	113.79 * 10 <sup>-3</sup>	42.411	21.206
14	0.35	0.93 * 10 <sup>-3</sup>	1.45 * 10 <sup>-3</sup>	92.65 * 10 <sup>-3</sup>	57.727	28.864

#### 4.6.2 Elementos hidráulicos de las tuberías parcialmente llenas.

Tomando en consideración la referencia [29], en la Tabla N° VII se muestran los elementos geométricos de una sección circular; así mismo en la Tabla N° VIII se registra la relación entre los tirantes relativos al diámetro y las relaciones de áreas, velocidades y caudales parcialmente llenos a las de tubo lleno.

#### 4.6.3 Cálculo hidráulico de los Sistemas de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud

Los cálculos hidráulicos de los sistemas de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud se harán basados en el método del colector contribuyente, así:



$$q_{\text{unit}} = \frac{Q_{\text{diseño}}}{L_{\text{red}}}$$

Donde:

$q_{\text{unit}}$  = Caudal unitario en lt/seg./mt.

$Q_{\text{diseño}}$  = Caudal de diseño, en lt/seg.

$L_{\text{red}}$  = Longitud total de la red, en metros.

Los caudales de diseño para las ciudades en estudio ya fueron calculadas en el Capítulo anterior (Cuadro N° 64), y son como siguen:

- Ciudad de Luya :  $Q_{\text{diseño}} = 40.54$  l/seg.
- Ciudad de Lámud :  $Q_{\text{diseño}} = 52.13$  l/seg.

Las longitudes de las redes en los trazos efectuados correspondientes a cada ciudad son:

- Ciudad de Luya :  $L_{\text{red}} = 17248.55$  mts.
- Ciudad de Lámud :  $L_{\text{red}} = 20966.85$  mts.

Por lo tanto los caudales unitarios a utilizar en los cálculos hidráulicos son:

\*\* Para la ciudad de Luya:

$$q_{\text{unit}} = \frac{40.54}{17248.55}$$

$$q_{\text{unit}} = 0.00235 \text{ lt/seg/m}$$

\*\* Para la ciudad de Lámud:

$$q_{\text{unit}} = \frac{52.13}{20966.85}$$

$$q_{\text{unit}} = 0.0025 \text{ lt/seg/m}$$

El cálculo hidráulico se ha realizado en los cuadros correspondientes (N°67 al N°92), y cuya descripción se muestra a continuación, en el Cuadro N° 66.





ELEMENTO GEOMETRICO	EQUACION N°	EXPRESION EN FUNCION DE $\theta$	EXPRESION EN FUNCION DE $y/d_0$
<p> <math>y =</math> TIRANTE  <math>Y_g =</math> DISTANCIA DESDE LA SUPERFICIE DEL AGUA AL CENTROIDE DEL AREA MOJADA  <math>\theta = 2 \arccos (1 - 2 y/d_0)</math>  <math>\sin \frac{\theta}{2} = 2 \sqrt{\frac{y}{d_0} - (\frac{y}{d_0})^2}</math> </p>			$\beta = \theta/2$ $\sin \beta = \sqrt{1 - 2 \frac{y}{d_0}}$ $\frac{y}{d_0} = \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{\theta}{2})$
AREA (A)	1	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) d_0^2$	$\frac{d_0^2}{8} \left[ \arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right) - 2 \sqrt{1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right)} \sqrt{1 - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2} \right] d_0^2$
PERIMETRO MOJADO (P)	2	$\frac{1}{2} \theta d_0$	$d_0 \arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right)$
RADIO HIDRAULICO (R)	3	$\frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) d_0$	$\frac{d_0}{4} \left( 1 - \frac{\arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right) - 2 \sqrt{1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right)} \sqrt{1 - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2}}{2 \arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right)} \right)$
ANCHO SUPERFICIAL (T)	4	$(\sin \frac{\theta}{2}) d_0$	$2 d_0 \sqrt{\frac{y}{d_0} - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2}$
PROFUNDIDAD HIDRAULICA (D)	5	$\frac{1}{8} \left( \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta/2} \right) d_0$	$\frac{d_0}{8} \left( \frac{\arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right) - 2 \sqrt{1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right)} \sqrt{1 - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2}}{\sqrt{\left( \frac{y}{d_0} \right) - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2}} \right)$
MOMENTO ESTATICO (A $Y_g^3$ )	6	$\frac{d_0^3}{24} (3 \sin \beta - \sin^3 \beta - 3 \beta \cos \beta)$	$\frac{d_0^3}{24} \left( 6 \sqrt{\left( \frac{y}{d_0} \right) - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2} - 8 \left[ \left( \frac{y}{d_0} \right) - \left( \frac{y}{d_0} \right)^2 \right]^{3/2} - 3 \arccos \left[ 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right] \left[ 1 - 2 \left( \frac{y}{d_0} \right) \right] \right)$

TABLA VIII

RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS DE SECCIONES DE CANALES

SECCIONES PARCELALES EN LUYA

QT = CAUDAL  
 VT = VELOCIDAD  
 NMT = RUGOSIDAD (Manning)

SECCIONES PARCELALES EN LUYA

QT = CAUDAL  
 VT = VELOCIDAD  
 NMT = RUGOSIDAD (Manning)

VT = VELOCIDAD

VT = VELOCIDAD

Y/CC	VT	Q/QT	NMT/NA	VT	Q/QT
0.010	0.03899	0.00015	0.9251	0.0381	0.0001
0.020	0.14030	0.00057	0.6750	0.12310	0.00039
0.030	0.26792	0.00161	0.6430	0.15504	0.00115
0.040	0.22210	0.00293	0.6235	0.12290	0.00243
0.050	0.25699	0.00490	0.6124	0.20905	0.00391
0.060	0.24916	0.00709	0.6087	0.23323	0.00573
0.070	0.31941	0.00993	0.6073	0.23799	0.00774
0.080	0.34901	0.01304	0.6079	0.23113	0.01034
0.090	0.37519	0.01573	0.6069	0.30351	0.01313
0.100	0.40110	0.01935	0.6100	0.32194	0.01691
0.110	0.42504	0.02350	0.6103	0.34322	0.02067
0.120	0.44990	0.03029	0.6102	0.35462	0.02473
0.130	0.47301	0.03614	0.6094	0.35234	0.02923
0.140	0.49527	0.04214	0.6073	0.40000	0.03404
0.150	0.51679	0.04851	0.6033	0.41013	0.03913
0.160	0.53763	0.05552	0.6021	0.43149	0.04445
0.170	0.55784	0.06238	0.7094	0.44505	0.05027
0.180	0.57746	0.07068	0.7952	0.45973	0.05623
0.190	0.59653	0.07331	0.7930	0.47300	0.06253
0.200	0.61304	0.07757	0.7700	0.48590	0.06913
0.210	0.63307	0.08065	0.7972	0.49840	0.07609
0.220	0.65055	0.10613	0.7543	0.51039	0.08330
0.230	0.66775	0.11602	0.7823	0.52275	0.09035
0.240	0.68442	0.12531	0.7513	0.53472	0.09769
0.250	0.70057	0.13693	0.7301	0.54652	0.10539
0.260	0.71652	0.14903	0.7794	0.55846	0.11353

En base a los trabajos de CAMP



TABLA VIII (Continuación)

Y/DC	V/VT	2/ST	V/T/3	V/V
0.170	0.73197	0.13945	0.7701	0.57017
0.200	0.74703	0.17123	0.7791	0.58033
0.250	0.75177	0.18235	0.7791	0.59374
0.300	0.77514	0.19335	0.7500	0.60535
0.350	0.79015	0.20563	0.7500	0.61893
0.400	0.80314	0.21175	0.7317	0.62036
0.450	0.81720	0.22519	0.7327	0.63253
0.500	0.83024	0.24662	0.7533	0.65073
0.550	0.84224	0.26664	0.7549	0.66154
0.600	0.85428	0.27724	0.7460	0.67223
0.650	0.86540	0.29150	0.7370	0.68275
0.700	0.87653	0.30663	0.7351	0.69200
0.750	0.88735	0.32169	0.7091	0.70293
0.800	0.89777	0.33699	0.7300	0.71271
0.850	0.91315	0.35250	0.7300	0.72222
0.900	0.92366	0.36823	0.7315	0.73150
0.950	0.93430	0.38415	0.7327	0.74059
1.000	0.94447	0.40026	0.7335	0.74947
1.050	0.95437	0.41653	0.7344	0.75819
1.100	0.96401	0.43296	0.7354	0.76675
1.150	0.97339	0.44954	0.7364	0.77521
1.200	0.98252	0.46625	0.7375	0.78356
1.250	0.99139	0.48307	0.7387	0.79181
1.300	1.00000	0.50000	0.3000	0.80000
1.350	1.00835	0.51702	0.8014	0.80813
1.400	1.01647	0.53431	0.8030	0.81621
1.450	1.02434	0.55127	0.8047	0.82425
1.500	1.03195	0.56847	0.8063	0.83226
1.550	1.03931	0.58571	0.8034	0.84022
1.600	1.04641	0.60290	0.8104	0.84810
1.650	1.05330	0.62022	0.8127	0.85594
1.700	1.05992	0.63745	0.8150	0.86375
1.750	1.06630	0.65467	0.8175	0.87157
1.800	1.07242	0.67164	0.8200	0.87939
1.850	1.07830	0.68845	0.8225	0.88721
1.900	1.08393	0.70507	0.8253	0.89460
1.950	1.08930	0.72290	0.8281	0.90209
2.000	1.09443	0.74072	0.8310	0.90977

TABLA VIII Continuación

Y/CO	NM = CM = CONSTANTE			NM = VARIABLE		
	V/VT	Q/QT		NMT/NT	V/VT	Q/QT
0.650	1.00030	0.75641	*	0.8340	0.91576	0.53051
0.660	1.10392	0.77295	*	0.8370	0.92306	0.64694
0.670	1.10927	0.77932	*	0.8401	0.93106	0.65511
0.680	1.11277	0.78550	*	0.8433	0.93707	0.67923
0.690	1.11621	0.79148	*	0.8466	0.94408	0.69547
0.700	1.11977	0.93724	*	0.8500	0.95151	0.71165
0.710	1.12307	0.85275	*	0.8535	0.95355	0.72732
0.720	1.12610	0.86799	*	0.8571	0.96520	0.74397
0.730	1.12934	0.88294	*	0.8609	0.97177	0.76009
0.740	1.13130	0.89757	*	0.8647	0.97326	0.77615
0.750	1.13347	0.91198	*	0.8687	0.98464	0.79214
0.760	1.13535	0.92582	*	0.8726	0.99091	0.80804
0.770	1.13692	0.93938	*	0.8770	0.99705	0.82351
0.780	1.13816	0.95252	*	0.8813	1.00303	0.83942
0.790	1.13913	0.96523	*	0.8856	1.00882	0.85481
0.800	1.13974	0.97747	*	0.8900	1.01437	0.86995
0.810	1.14002	0.98920	*	0.8944	1.01964	0.88475
0.820	1.13994	1.00041	*	0.8988	1.02458	0.89917
0.830	1.13949	1.01104	*	0.9031	1.02912	0.91321
0.840	1.13856	1.02106	*	0.9074	1.03322	0.92651
0.850	1.13743	1.03044	*	0.9115	1.03680	0.93923
0.860	1.13577	1.03912	*	0.9155	1.03982	0.95134
0.870	1.13366	1.04706	*	0.9194	1.04224	0.96262
0.880	1.13108	1.05420	*	0.9230	1.04402	0.97305
0.890	1.12797	1.06047	*	0.9266	1.04514	0.98259
0.900	1.12431	1.06590	*	0.9300	1.04561	0.99113
0.910	1.12003	1.07010	*	0.9334	1.04546	0.99555
0.920	1.11507	1.07328	*	0.9369	1.04476	1.00561
0.930	1.10933	1.07519	*	0.9407	1.04358	1.01147
0.940	1.10269	1.07568	*	0.9450	1.04204	1.01651
0.950	1.09498	1.07451	*	0.9500	1.04023	1.02079
0.960	1.08594	1.07137	*	0.9561	1.03825	1.02432
0.970	1.07514	1.06575	*	0.9636	1.03603	1.02598
0.980	1.06176	1.05669	*	0.9731	1.03320	1.02527
0.990	1.04373	1.04196	*	0.9850	1.02911	1.02637
1.000	1.00000	1.00000	*	1.0000	1.00000	1.00000

ASESOR : DR. CARLOS IBÁÑEZ BURGA  
 TESIS TA : BACH. MIRKO P. SANTILLAN HERRERA





CUADRO N° 67

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

COLECTOR	TRAMO	BUZON		NOMBRE DE CALLE	LONG. DEL TRAMO (mts)	COLECTOR CONTRIBUYENTE		GASTO			EMPALME	COTA DEL TERRENO		PROF. MINIMA DEL COLECTOR		COTA DEL COLECTOR		DESNIVEL (mts)	PENDIENTE (%)	DIAMETRO (pulg)	CAUDAL A SECC. LLENA Qo (lt/seg)	VELOCIDAD A SECC. LLENA Vo (m/s)	RELACION Q/Qo	RELACION V/Vo	RELACION Y/Do	VELOCIDAD REAL V (m/s)	TIRANTE REAL Y (mts)	BUZON AGUAS			OBSERV
		AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO			AGUAS ARRIBA (lt/seg)	EN EL TRAMO (lt/seg)	AGUAS ABAJO (lt/seg)	AGUAS ARRIBA (mts)	AGUAS ABAJO (mts)		AGUAS ARRIBA (mts)	AGUAS ABAJO (mts)	COTA COLECT (mts)	COTA FONDO (mts)	PROF (mts)															
		7	8			9	10	11	12	13		14	15	16	17	18	19											20	21	22	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32



## DESARROLLO DEL CALCULO HIDRAULICO

### Columna 1

Número del Colector

### Columna 2

Número de tramo en orden descendente

### Columna 3

Número del buzón aguas arriba

### Columna 4

Número del buzón aguas abajo

### Columna 5

Nombre de la calle, avenida o jirón.

### Columna 6

Longitud del tramo en metros

### Columna 7

Número del Colector contribuyente, considerado en el buzón aguas arriba.

### Columna 8

Contribución del Colector contribuyente en l/seg.

### Columna 9

Gasto aguas arriba en l/seg., igual a cero en el caso de buzón inicial, o bien igual al gasto aguas abajo del tramo precedente a la que debe sumársele el caudal de el o los colectores contribuyentes de existir.

### Columna 10

Contribución en el tramo en l/seg. Resulta del producto del caudal unitario por la longitud en el tramo (valor de la columna "6").



### Columna 11

Gasto aguas abajo en l/seg., se obtiene al sumar el gasto aguas arriba con la contribución en el tramo (valores de las columnas 9 y 10).

### Columna 12

Descripción del empalme de un colector con el tramo pertinente.

### Columna 13

Cota del terreno del buzón aguas arriba, en metros.

### Columna 14

Cota del terreno del buzón aguas abajo, en metros.

### Columna 15

Profundidad de la cámara de inspección aguas arriba.

### Columna 16

Profundidad de la cámara de inspección aguas abajo.

### Columna 17

Es el valor correspondiente a la cota del colector aguas arriba, se obtiene de la diferencia entre la cota del terreno y la profundidad de la cámara de inspección del buzón aguas arriba (valores de las columnas 13 y 15).

### Columna 18

Es el valor correspondiente a la cota del colector aguas abajo, se obtiene de la diferencia entre la cota del terreno y la profundidad de la cámara de inspección del buzón aguas abajo (valores de las columnas 14 y 16).

### Columna 19

Corresponde al valor del desnivel, y resulta de la diferencia de la cota del colector aguas arriba menos la cota del colector aguas abajo (valor de la columna 17 menos el valor de la columna 18).



### Columna 20

La pendiente es el resultado de dividir el desnivel(columna 19) entre la longitud del tramo (columna 6) multiplicado por 1000.

### Columna 21

Diámetro adoptado en el tramo

### Columna 22

Empleando los valores del diámetro (columna 21) y la pendiente (columna 19), y utilizando la fórmula de Manning, se obtiene el valor del caudal a sección llena, en l/seg.

### Columna 23

De ejecutar la fórmula de Manning con los valores del diámetro y la pendiente, se obtiene la velocidad a sección llena, en m/seg.

### Columna 24

Resulta de dividir el valor del gasto aguas abajo (columna 11) y el caudal a sección llena (columna 24).

### Columna 25

Utilizando el valor de la columna 24 y con la ayuda de la tabla N° VIII, se halla la relación entre la velocidad real y la velocidad sección llena.

### Columna 26

Utilizando el valor de la columna 26 y con la ayuda de la tabla N° VIII, se halla la relación entre el tirante real y el diámetro de la tubería empleada.

### Columna 27

Se obtiene la velocidad real en m/seg., al multiplicar los valores de las columnas 23 y 25.

### Columna 28

Se obtiene el tirante real en mts., al multiplicar el valor del diámetro (columna 25) y la relación entre el tirante real y el diámetro adoptado (columna27).



Columna 29

Corresponde al valor de la cota del colector aguas abajo, en mts.

Columna 30

Es el valor de la cota del colector aguas abajo, que puede ser igual al del tramo en estudio o a la cota más profunda del colector que llegue al buzón aguas abajo, en mts.

Columna 31

Es el valor de la profundidad del buzón aguas abajo, resulta de la diferencia de su cota de terreno y cota de fondo (columna 30), en mts.

Columna 32

Registra algún detalle o anotación importante en el tramo en estudio.



#### 4.7.0 DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

Al proyectarse un Sistema de Alcantarillado cuando las condiciones topográficas lo establecen, a veces es necesario concentrar los desagües de una zona baja en un punto adecuado designado como cámara de bombeo, para que posteriormente de allí puedan ser elevados con el uso de bombas.

Las estaciones de bombeo subterráneas no son convenientes, sin embargo a veces son inevitables. Su bajo costo inicial, la conveniencia de su ubicación, y el no ocupar terreno en la superficie obligan a recurrir a ellas, sobre todo en el caso de sistemas de alcantarillado pequeños.

##### 4.7.1 Ubicación

En un sistema de alcantarillado, la decisión en cuanto al lugar de ubicación de la estación de bombeo, deberá tener en cuenta los aspectos que a continuación se mencionan:

- Topografía del lugar.
- Tendencias de crecimiento de la ciudad.
- Interferencias con otros servicios públicos como agua, teléfono, electricidad y otros.
- Geología del subsuelo.
- Facilidades de acceso.
- Protección contra inundaciones.
- Posibilidades de eventuales salidas de alivio o reboses.



## 4.7.2 Componentes de una Estación de Bombeo

Los componentes de una estación de bombeo son varios, pero solo trataremos de aquellos que serán utilizados en el presente proyecto, y que se mencionan a continuación:

### A) REJAS

Son dispositivos que pueden ser constituidos por barras metálicas paralelas, varillas, alambres, rejillas, con aberturas de tamaño uniforme e igualmente espaciadas, las que son empleadas para retener objetos de dimensiones significativas, como trozos de madera, latas, animales ahogados, etc. que arrastra el agua residual.

#### 1.- *Tipos de Rejas*

De acuerdo a su tipo de limpieza se clasifican en:

Rejas Simples, de limpieza manual.

Rejas Mecanizadas, de limpieza mecánica.

Para instalaciones pequeñas son empleadas las rejas simples, con aberturas relativamente grandes. Las rejas mecanizadas exigen cuidadoso mantenimiento, por lo que solo son empleados en instalaciones que lo justifiquen plenamente.

#### 2.- *Características de las Rejas*

Las rejas presentan diversas características a tener en cuenta, tales como:

##### 2.1 Aberturas o Separación de las Barras

La separación útil de las barras está en función del tipo de sólidos que se desea retener. Las rejas consideradas como "medianas" son las más empleadas en las estaciones de bombeo de aguas residuales, tienen de 2.0 a 4.0 cm ( $3/4"$  a  $1\ 1/2"$ ) de abertura, usándose por lo general un espaciamiento igual a 2.50 cm (1").



## 2.2 Inclinación de las Barras

En las instalaciones de limpieza manual las rejillas de barras generalmente son diseñadas haciendo un ángulo de 30° a 45° con la horizontal.

## 2.3 Dimensiones de las Barras

En la mayoría de instalaciones, las barras son de sección rectangular de 5 a 15 mm. de espesor por 30 a 60 mm; sin embargo dependiendo de la envergadura del sistema, las dimensiones mencionadas varían; para instalaciones pequeñas, se puede tomar en cuenta las siguientes medidas:

- ◆ 6 \* 40 mm ( 1/4" \* 1 1/2" )
- ◆ 8 \* 40 mm ( 5/16" \* 1 1/2" )
- ◆ 10 \* 40 mm ( 3/8" \* 1 1/2" )

## 2.4 Pérdida de Carga

Varias fórmulas han sido propuestas para el cálculo de la pérdida de carga que se produce por el pase de agua a través de las rejillas de barras; sin embargo teniendo en cuenta que las expresiones desarrolladas corresponden a la resistencia ofrecida por las barras limpias y que en las instalaciones de aguas residuales la acumulación de material altera rápida y considerablemente esa condición, se puede concluir que la precisión de dichas fórmulas tienen poco significado práctico.

Para la evaluación de la pérdida de carga es recomendable usar la fórmula propuesta por Metcalf & Eddy [21], la cual se caracteriza por su simplicidad, y que se presenta a continuación:

$$h_f = 1.43 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \quad \text{y,}$$

$$v = V * E$$



Donde:

$h_f$	=	Pérdida de Carga, en mts.
$V$	=	Velocidad a través de las barra , en m/seg.
$v$	=	Velocidad aguas arriba de la reja, en m/seg.
$g$	=	Aceleración de la gravedad, igual a 9.8 m/seg <sup>2</sup> .
$E$	=	Eficiencia de operación de la reja.

Así mismo se debe calcular la pérdida de carga para el caso en el cual la reja queda 50% sucia, esto significa que se debe considerar un valor de "V" igual a dos veces la velocidad a través de las barras limpias.

## 2.5 Detalle de los canales de las rejas

En las instalaciones de limpieza manual generalmente se dispone el tipo de barras pequeñas sobre una plataforma de concreto, con un pequeño declive, para facilitar la operación de limpieza.

El canal de acceso hacia las rejas debe ser lo necesariamente largo y de dimensiones adecuadas para evitar turbulencias junto a las rejas, así mismo el ancho del canal debe ser mayor que el diámetro de la tubería que transporta el agua residual, debiéndose en todo caso igualar al ancho de las propias rejas, para evitar de este modo espacios muertos.

El fondo del canal generalmente es más largo (10 a 15 cm.) que la solera de la tubería de descarga.

## 3.- ***Diseño de las Rejas y del Canal de Acceso***

### 3.1 Velocidad

Las rejas deben diseñarse para discurrir con una velocidad adecuada, ya que velocidades muy bajas a través de las barras provocan el aumento exagerado e



innecesario del material retenido; y que las velocidades muy altas producen el arrastre de materiales que deberían quedar retenidos.

Las velocidades recomendadas por el R.N.C. a través de las barras limpias basado en el caudal máximo horario son:

$$V_{\text{mínima}} = 0.60 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\text{máxima}} = 0.75 \text{ m/seg.}$$

De igual manera el R.N.C. sugiere que la velocidad del flujo antes de las barras, debe mantenerse entre 0.30 y 0.60 m/seg.

### 3.2 Area Util (Au)

Determinada la velocidad de las aguas a través de las barras, se calculará el área útil, considerando la siguiente fórmula:

$$Au = \frac{Q}{v}$$

Donde:

Au = Area útil de las rejas, en m<sup>2</sup>.

Q = Caudal máximo que se evacua al sistema, en m<sup>3</sup>/seg.

v = Velocidad aguas arriba de la reja, en m/seg.

### 3.3 Eficiencia (E)

Este parámetro está en función del espesor de las barras y de la abertura entre ellas, por lo tanto se determina a través de la siguiente expresión:

$$E = \frac{a}{a + t}$$

Donde:

E = Eficiencia de la reja.

t = Espesor de la barra.

a = Abertura o separación entre las barras.



A continuación se muestra un cuadro de eficiencias para diferentes tipos de abertura entre rejas.

**CUADRO N° 93**  
**EFICIENCIAS PARA DIFERENTES ABERTURAS ENTRE REJAS**

Espesor de las Barras (t)	Valores de E (eficiencias)		
	a = ¾"	a = 1"	a = 1 ¼"
	20 mm	25 mm	30 mm
1/4" (6 mm.)	0.750	0.800	0.834
5/16" (8 mm.)	0.730	0.768	0.803
3/8" (10 mm.)	0.677	0.728	0.770
1/2" (12 mm.)	0.600	0.667	0.715

### 3.4 Area Total (S)

Determinada el área útil y la eficiencia de la reja, se procederá a calcular el área total o sección de escurrimiento aguas arriba de la reja utilizando la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_u}{E}$$

Donde:

- S = Area total, en m<sup>2</sup>
- A<sub>u</sub> = Area útil, en m<sup>2</sup>.
- E = Eficiencia de la reja.



### 3.5 Número de Barras (N)

Se determinará haciendo uso de la siguiente expresión:

$$N = \frac{b - a}{t + a}$$

Donde:

- N = Número de barras a utilizar en la reja.  
b = Ancho del canal de acceso, en mts.  
t = Espesor de las barras, en mts.  
a = Abertura entre las barras, en mts.

### 3.6 Longitud de Transición en el Canal de Acceso (L)

Par el cambio de sección entre la tubería de descarga de las aguas residuales y el canal de acceso, se considerará una longitud de transición dada por la fórmula que a continuación se muestra:

$$L = \frac{b - D}{2 \times \text{tag}12^{\circ}30'}$$

Donde:

- L = Longitud de Transición, en mts.  
b = Ancho del canal de acceso, en mts.  
D = Diámetro de la tubería de descarga, en mts.

### 3.7 Pérdida de Carga en la Transición ( $H_f$ )

Se determinará de acuerdo a la siguiente expresión:

$$H_f = 0.10 \left( \frac{V^2 - V_o^2}{2g} \right)$$





Donde:

$H_f$	=	Pérdida de Carga, en mts.
$V$	=	Velocidad en la tubería de descarga, en m/seg.
$V_o$	=	Velocidad en el canal de acceso, en m/seg.
$g$	=	Aceleración de la gravedad, igual a 9.8 m/seg <sup>2</sup> .

### 3.8 BY PASS

Se recomienda por lo general, que la cámara de rejas, contemple un "by pass", como medida de prevención ante la posibilidad de la acumulación excesiva de material en las rejas ante la falta de mantenimiento por diversas circunstancias, evitando de ésta manera que el liquido residual se acumule y transtorne el normal funcionamiento hidráulico de la estructura.

Para lograr lo anterior, se debe considerar una toma lateral en el canal de acceso, indicando que se tratará de un vertedero rectangular de pared gruesa, cuyo diseño obedece a la siguiente expresión hidráulica:

$$H = \left( \frac{Q}{1.71 \times L_v} \right)^{2/3}$$

Donde:

$H$	=	Carga total sobre vertedero, en mts.
$Q$	=	Caudal máximo de descarga, en m <sup>3</sup> /seg.
$L_v$	=	Longitud del vertedero, en mts.

### **B) CAMARA DE RECOLECCION Y BOMBEO**

El rápido y fácil acceso hacia la cámara y los equipos por parte del personal de operación y mantenimiento, así como el establecer los niveles de ruido dentro de

los límites permisibles son dos consideraciones básicas en el diseño de la cámara destinada al almacenamiento de las aguas residuales y del espacio reservado a la ubicación de los equipos de bombeo.

El acceso hacia la cámara de recolección y a la cámara de bombeo se efectúa a través de pozos de registro o escotillas y también por escaleras verticales.

El diseño de las cámaras en estudio obedecerán a las consideraciones técnicas que a continuación son detalladas:

## 1.- **Cámara de Recolección**

Para el diseño de ésta estructura se recomienda que el tiempo de retención varíe en el intervalo de 5 a 30 minutos, por cuanto un tiempo mayor al establecido provocará que ésta cámara se comporte como un tanque séptico; así mismo de tenerse en cuenta que el caudal de bombeo será mayor al caudal máximo simultáneo.

### 1.1 Tiempo de Llenado

#### a) **Tiempo Mínimo de Llenado**

$$t_{\text{min. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}}$$

Donde:

$t_{\text{min. llenado}}$  = Tiempo mínimo de llenado, en seg.

$V_{\text{útil}}$  = Volumen útil de la cámara, en m<sup>3</sup>.

$Q_{\text{ms}}$  = Caudal máximo simultáneo, en m<sup>3</sup>/seg.



## b) Tiempo Máximo de Llenado

$$t_{\text{máx. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{mín}}}$$

Donde:

$t_{\text{máx. llenado}}$  = Tiempo máximo de llenado, en seg.

$V_{\text{útil}}$  = Volumen útil de la cámara, en  $\text{m}^3$ .

$Q_{\text{mín}}$  = Caudal mínimo, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

## 1.2 Tiempo de Bombeo

### a) Tiempo de Bombeo Mínimo

$$t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{mín}}}$$

Donde:

$t_{\text{mín. bombeo}}$  = Tiempo mínimo de bombeo, en seg.

$V_{\text{útil}}$  = Volumen útil de la cámara, en  $\text{m}^3$ .

$Q_b$  = Caudal de bombeo, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$Q_{\text{mín}}$  = Caudal mínimo, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

### b) Tiempo de Bombeo Máximo

$$t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{ms}}}$$

Donde:

$t_{\text{máx. bombeo}}$  = Tiempo máximo de bombeo, en seg.

$V_{\text{útil}}$  = Volumen útil de la cámara, en  $\text{m}^3$ .

$Q_b$  = Caudal de bombeo, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$Q_{\text{ms}}$  = Caudal máximo simultáneo, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .



### 1.3 Período de Retención

#### a) **Período de Retención Mínimo**

$$t = t_{\text{min. llenado}} + t_{\text{min. bombeo}} \dots\dots\dots ( \text{Ec. 1} )$$

Donde:

$t$  = Período de Retención mínimo, en seg.

$t_{\text{min. llenado}}$  = Tiempo mínimo de llenado, en seg.

$t_{\text{min. bombeo}}$  = Tiempo mínimo de bombeo, en seg.

#### b) **Período de Retención Máximo**

$$t_1 = t_{\text{máx. llenado}} + t_{\text{máx. bombeo}} \dots\dots\dots ( \text{Ec. 2} )$$

Donde:

$t_1$  = Período de Retención máximo, en seg.

$t_{\text{máx. llenado}}$  = Tiempo máximo de llenado, en seg.

$t_{\text{máx. bombeo}}$  = Tiempo máximo de bombeo, en seg.

### 1.4 Caudales de Diseño

Para el cálculo del caudal de bombeo, se tendrá en cuenta las fórmulas así como las consideraciones realizadas para la determinación de las mismas, tal y como se detalla a continuación:

$$Q_{\text{min}} = Q$$

$$Q_{\text{ms}} = K.Q$$

$$Q_{\text{b}} = K_1.Q$$

$Q_{\text{b}}$  = Caudal de bombeo.

Donde K y  $K_1$  son coeficientes a determinar:

De (1):

$$t = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}} + \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{b}} - Q_{\text{min}}} = \frac{V_{\text{útil}}}{K \cdot Q} + \frac{V_{\text{útil}}}{K_1 \cdot Q - Q}$$

$$t = V_{\text{útil}} \left( \frac{1}{K \cdot Q} + \frac{1}{Q \cdot (K_1 - 1)} \right)$$

$$V_{\text{útil}} = \frac{t \cdot Q \cdot K \cdot (K_1 - 1)}{K_1 + K - 1} \dots\dots\dots (\text{Ec. 3})$$

De la ecuación (2):

$$t_1 = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{min}}} + \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{b}} - Q_{\text{ms}}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q} + \frac{V_{\text{útil}}}{Q \cdot K_1 - Q \cdot K}$$

$$t_1 = V_{\text{útil}} \left( \frac{1}{Q} + \frac{1}{Q \cdot (K_1 - K)} \right)$$

$$V_{\text{útil}} = \frac{t_1 \cdot Q \cdot K \cdot (K_1 - K)}{K_1 - K + 1} \dots\dots\dots (\text{Ec. 4})$$

Igualando las ecuaciones (3) y (4) y considerando:  $\frac{t_1}{t} = a$

$$\frac{t \cdot Q \cdot K \cdot (K_1 - 1)}{K_1 + K - 1} = \frac{t_1 \cdot Q \cdot (K_1 - K)}{K_1 - K + 1}$$

Obtenemos la siguiente ecuación cuadrática:

$$(K - a) \cdot K_1^2 + (a - K^2) \cdot K_1 + K \cdot (K - 1) \cdot (1 + a) = 0$$

La ecuación planteada tendrá solución sólo si se cumple que:

$$(a - K^2)^2 > 4 \cdot (K - a) \cdot (K) \cdot (K - 1) \cdot (1 + a)$$

Luego, la solución será:

$$K_1 = \frac{-(a - K^2) \pm \sqrt{(a - K^2)^2 - 4 \cdot (K - a) \cdot (K) \cdot (K - 1) \cdot (1 + a)}}{2(K - a)}$$

## 2.- Cámara de Bombeo

La profundidad del pozo, a partir del nivel de terreno está básicamente determinada por tres sectores, los cuales, en orden descendente se mencionan a continuación:



- Profundidad de cota de solera del afluente.
- Distancia entre niveles máximo y mínimo de operación.
- Altura requerida para instalar la bomba.

### C) EQUIPOS DE BOMBEO

El diseño y elección del equipo de bombeo a emplear, estará sujeta a diversas condiciones tales como:

#### 1.- **Caudal de bombeo**

La capacidad de las bombas deberán satisfacer las variaciones del flujo residual mediante una selección adecuada del caudal de bombeo, el cual es calculada de acuerdo a las consideraciones técnicas detalladas en el ítem correspondiente a la Cámara de Recolección.

#### 2.- **Altura de Elevación**

Es la correspondiente a la altura estática y altura dinámica, es expresada del modo siguiente:

$$HDT = h_o + \sum h_f + \sum h_k$$

Donde:

- HDT = Altura de Elevación Total, en mts.
- $h_o$  = Altura Estática, en mts.
- $h_f$  = Pérdida por cargas de fricción, en mts.
- $h_k$  = Pérdidas por cargas locales, en mts.

## 2.1 Altura Estática

Es la diferencia de elevación entre el nivel máximo de descarga y el nivel mínimo de la cámara de recolección. El nivel mínimo de la cámara de recolección será de un metro debajo de la solera del afluente.

## 2.2 Pérdidas por Cargas de Fricción

Son las ocasionadas tanto en la línea de succión como en la de impulsión, serán calculadas utilizando la fórmula de Hazen y Williams[ ], que a continuación se expresa:

$$h_f = 1.72 \times 10^6 \left( \frac{L \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}} \right)$$

Donde:

- $h_f$  = Pérdida de carga por fricción, en mts.
- $L$  = Longitud Total, en Kms.
- $Q$  = Caudal, en lts./seg.
- $C$  = Coeficiente de rugosidad, en  $\sqrt{\text{pie/seg}}$ .
- $D$  = Diámetro, en pulgadas.

## 2.3 Pérdidas por Cargas Locales

Son las ocasionadas por las valvulas y accesorios ubicados en las líneas de succión e impulsión, su cálculo obedece a la siguiente expresión:

$$h_k = \sum k \cdot \left( \frac{V^2}{2 \cdot g} \right)$$

Donde:

- $h_k$  = Pérdida de carga local, en mts.
- $Q$  = Caudal, en lts./seg.
- $k$  = Coeficiente de pérdida local.



$V$  = Velocidad del flujo, en m/seg.

$g$  = Aceleración de la gravedad, igual a  $9.8 \text{ m/seg}^2$ .

Por lo general éstas pérdidas no sobrepasan los 2.00 metros, por lo que se podría aceptar dicho valor como una buena estimación.

### 3.- Diámetro máximo de sólidos.-

Es importante recordar que, exceptuando los casos en que los sólidos fueran previamente removidos, bombas de capacidad pequeña, no permitirán que pasen los sólidos normalmente encontrados en los desagües.

### 4.- Selección del equipo de bombeo.-

Se escogerá el modelo de la bomba, de tal forma que satisfaga los requisitos de capacidad de altura dinámica total (HDT); para ello se realizará una adecuada selección.

### 5.- Línea de Impulsión.-

Se tomarán las consideraciones especiales relacionadas con las características de los equipos de bombeo, variaciones de caudal, características de las tuberías y sus coeficientes de fricción, además de las velocidades de arrastre de los sedimentos.

Los criterios a tener en cuenta son los siguientes:

#### 5.1 Tubería de impulsión:

Debe satisfacer el gasto máximo esperado en el período de diseño. La velocidad usualmente considerada es de  $2.50 \text{ m/seg.}$  y la velocidad en la tubería de succión es de  $1.50 \text{ m/seg.}$





## 5.2 Características de la tubería.

La tubería de impulsión trabaja como conducto a presión, es por ello que su clase se selecciona en base a las presiones de trabajo.

Generalmente se utilizan tuberías de fierro fundido (F°F°) o de material plástico (PVC), con coeficientes de Hazen y Williams igual a  $100 \sqrt{\text{pie/seg.}}$  y  $140 \sqrt{\text{pie/seg.}}$  respectivamente; casi siempre se utilizan tuberías clase 100, (norma ASTM) cuya presión de trabajo es de  $100 \text{ lb/pulg}^2$  o  $7 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el cálculo de las pérdidas de carga en la tubería de impulsión se recomienda incrementar en 20% debido al aumento de rugosidad que pueden provocar las grasas y materias sólidas que queden adheridas en las paredes.

## 5.3 Diámetro y velocidad.

Debemos de tener velocidades de flujo de manera tal que no permitan la sedimentación ni la erosión.

La fórmula de Mc Person nos permite hallar la velocidad mínima:

$$V_{\min} = 1.35 (D)^{0.5}$$

Donde:

V = velocidad mínima, en m/s.

D = diámetro, en mts.

## 5.4 Sobrepresión – Golpe de ariete.

Conviene verificar la presión de trabajo de la tubería considerando el exceso de presión provocado por la onda de traslación al interrumpirse el bombeo (golpe de ariete).

Según Russell [31] para la determinación del golpe de ariete en tuberías, se deberá tomar en consideración las siguientes expresiones:

♦ **Velocidad de Propagación de la onda (  $V_w$  )**

$$V_w = 4720 \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \quad \text{pies/seg.}$$

♦ **Exceso de presión de debido al Golpe de Ariete (  $p_{\text{máx}}$  )**

$$p_{\text{máx.}} = 63.60 \cdot V \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \quad \text{libras/pulg}^2 \text{ (psi)}$$

♦ **Tiempo Crítico de Cierre (  $T_c$  )**

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{V_w} \quad \text{seg.}$$

♦ **Presión Proporcional (  $p$  )**

Cuando el tiempo de cerrado es mayor que el tiempo crítico, la presión es reducida de acuerdo a la siguiente expresión:

$$p = p_{\text{máx.}} \cdot \frac{T_c}{t} \quad \text{lb/pulg}^2 \text{ (psi)}$$

Donde:

- K = Módulo de elasticidad del agua, en lb/pulg<sup>2</sup>.
- E = Módulo de elasticidad de la tubería, en lb/pulg<sup>2</sup>.
- D = Diámetro de tubería, en pulg.
- e = Espesor de la tubería, en pulg.
- V = Velocidad de desplazamiento del agua en la tubería, en pie/seg.
- L = Longitud de la tubería, en pies.
- t = Tiempo de cerrado de la válvula, en seg.



## 6.- Caseta de bombeo.-

La caseta para la estación de bombeo debe procurarse que no cause una impresión desagradable por lo que se recomienda un área verde bien mantenida alrededor de ella y una buena iluminación al interior y exterior para mejorar su aspecto.

### 4.8.0 DISEÑO DE LA ESTACION DE BOMBEO DE LA CIUDAD DE LUYA

La estación de bombeo en la ciudad de Luya, permitirá evacuar las aguas servidas de la margen izquierda de la localidad, hacia el Colector N° 01, venciendo el desnivel provocado por el cauce del río Jucusbamba (Ver Gráfico N° 34).

Durante el cálculo se hace necesario realizar verificaciones para caudales que no incluyan el aporte de aguas pluviales, referente sobre todo a las épocas de verano; para ello se lo ha distribuido en función al porcentaje de aporte al caudal total.

De igual manera para el cálculo del caudal mínimo se ha considerado un factor del **50%** respecto del caudal promedio.

### 4.8.1 DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS.

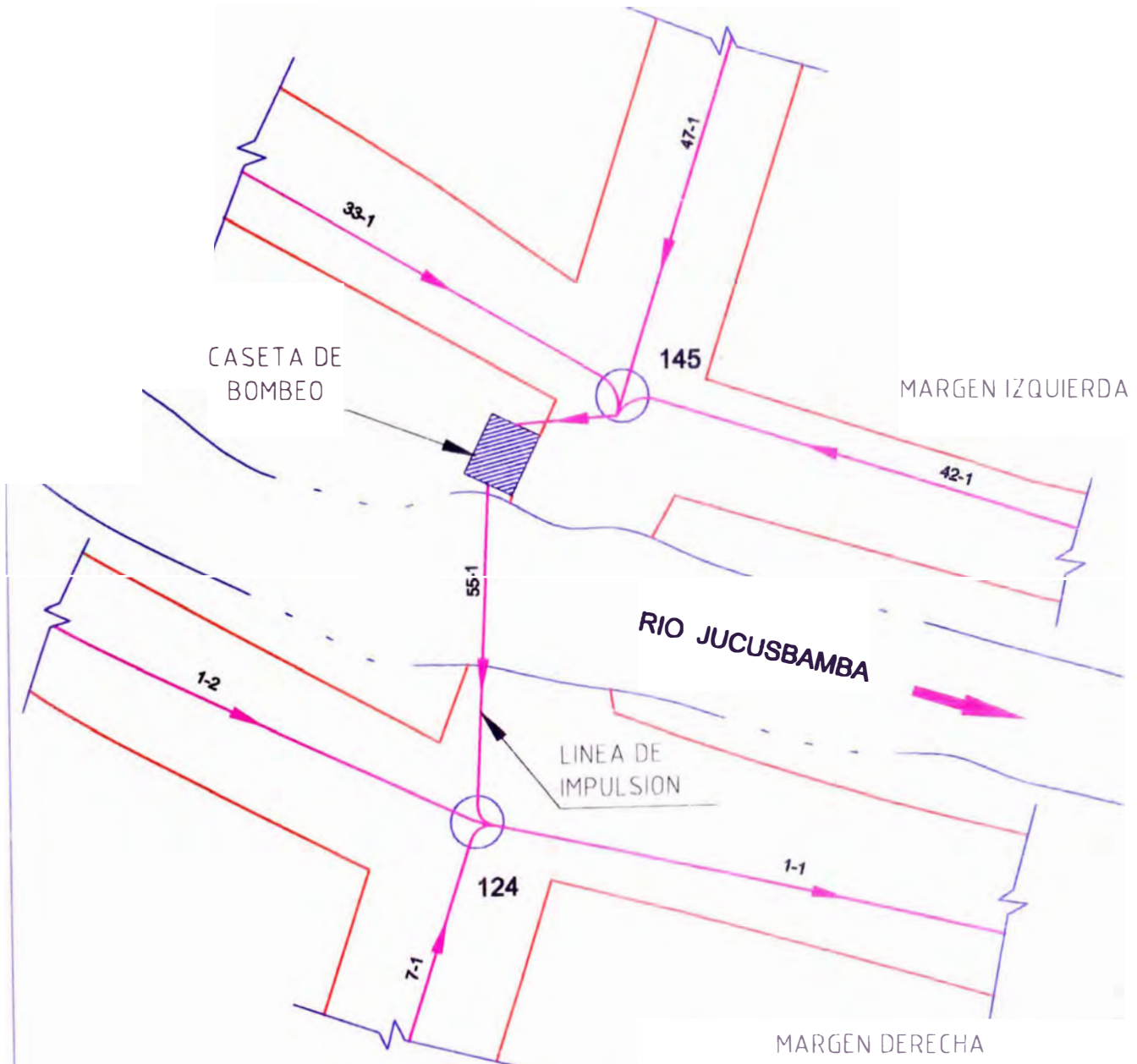
De acuerdo al Cuadro N° 64, se puede establecer el porcentaje de aportación al caudal de diseño por parte de aguas pluviales y de aguas servidas.

$$\% \text{ aguas servidas} = \frac{10.52}{40.54} * 100 = \mathbf{25.95\%}$$

$$\% \text{ aguas pluviales} = \frac{30.02}{40.54} * 100 = \mathbf{74.05\%}$$

Teniendo en consideración el Cuadro N° 74, el caudal que drena el sector de la margen izquierda del río es igual a 13.548  $\cong$  **13.55** lts/seg, por lo tanto con los porcentajes de aportación calculado líneas arriba se puede concluir lo siguiente:

GRAFICO N° 34  
ESQUEMA DEL SISTEMA DE BOMBEO  
DE LA CIUDAD DE LUYA



ESCALA 1/500

$$Q_{\text{aguas servidas}} = 3.52 \text{ lts./seg.}$$

$$Q_{\text{aguas pluviales}} = 10.03 \text{ lts./seg.}$$

- ◆ Por lo tanto calcularemos el caudal promedio y mínimo de aguas servidas:

$$Q_{\text{prom. aguas servidas}} = \frac{3.52}{k_2} = \frac{3.52}{2.5} = 1.408 \text{ lts./seg.}$$

(\*)  $k_2$  : Coeficiente de variación de máximo consumo horario.

- ◆  $Q_{\text{min. aguas servidas}} = 0.50 * Q_{\text{prom. aguas servidas}} = 0.50 * 1.408 = 0.70 \text{ lps.}$

### Considerando el aporte de aguas pluviales:

$$Q_{\text{max}} = 13.55 \text{ lps.} = 0.01355 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{min}} = 0.70 + 10.03 = 10.73 \text{ lps.} = 0.01073 \text{ m}^3$$

### Sin considerar el aporte de aguas pluviales se tiene:

$$Q_{\text{max}} = 3.52 \text{ lps.} = 0.00352 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{min}} = 0.70 \text{ lps} = 0.00070 \text{ m}^3$$

Datos de la tubería de descarga:

- |            |                   |                    |                    |
|------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| * Diámetro | 0.20 mts.         | * Velocidad        | : 0.78 m/s.        |
| * n        | : 0.010           | * Pendiente        | : $3.05 * 10^{-3}$ |
| * Caudal   | : 13.55 lts./seg. | * Cota de descarga | : 2324.58 mts.     |
| * Tirante  | 0.11 mts.         |                    |                    |

Considerando:

- Espesor de barra:  $t = \frac{1}{4}$  "

- Separación de barras:  $a = 1$  "

- Cálculo de la eficiencia:

$$t = \frac{a}{a + t} = \frac{1}{1 + \frac{1}{4}} = 0.80$$

- Considerando una velocidad de barras limpias:  $V = 0.75 \text{ m/s.}$

➤ Asumiendo un ancho de canal:  $b = 0.35$  mts.

➤ El número de barras a usar será:

$$N = \frac{b - a}{e + a} = \frac{0.35 - 0.0254}{0.0254 + \frac{0.0254}{4}} = 10.22$$

$N = 10$  barras.

➤ Cálculo del área útil:

$$A_U = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{paso}}} = \frac{0.01355}{0.75} = 0.0181 \text{ m}^2$$

➤ Cálculo del área del canal aguas arriba de la reja:

$$A_T = \frac{0.0181}{0.80} = 0.0226 \text{ m}^2$$

➤ Cálculo del tirante:

$$y = \frac{0.0226}{0.35} = 0.0646 \text{ m}$$

➤ Cálculo del radio hidráulico:

$$R_H = \frac{0.0226}{2 \times 0.0646 + 0.35} = 0.0472 \text{ m}$$

➤ Hallamos la pendiente "S" con la ecuación de Manning:

$$S = \left( \frac{Q \times n}{A (R)^{2/3}} \right)^2 \Rightarrow S = \left( \frac{0.01355 \times 0.013}{0.0226 \times (0.0472)^{2/3}} \right)^2 = 0.0036 \text{ m/m} = 3.60 \text{ ‰}$$

➤ Verificación de la velocidad para: Caudal máximo y mínimo utilizando la ecuación de Manning:

Para  $Q_{\max}$  se obtiene  $V = 0.60$  m/s.  $> V_{\min.} = 0.30$  m/s OK!

Para  $Q_{\min}$  se obtiene  $V = 0.56$  m/s.  $> V_{\min.} = 0.30$  m/s OK!



- Si no se considerase aguas pluviales:

$$Q_{\max} = 0.00352 \text{ m}^3/\text{s}, V = 0.38 \text{ m/s} > V_{\min} = 0.30 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

$$Q_{\min} = 0.007 \text{ m}^3/\text{s}, V = 0.20 \text{ m/s} < V_{\min} = 0.30 \text{ m/s} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Debido a que el caudal mínimo en épocas de estiaje es muy bajo, y no es posible alcanzar la velocidad mínima de 0.30 m/s, en un lugar adyacente a la cámara de rejas se instalará un grifo de agua, para de éste modo incrementar el caudal y evitar sedimentaciones y obstrucciones en las rejas.

- Cálculo de la pérdida de carga:

Para barras limpias:

$$h_f = 1.43 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{1.43 [(0.75)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.015 \text{ mts}$$

Para barras con 50% sucias:

$$V' = 2 \times V \Rightarrow V' = 2 \times 0.75 = 1.50 \text{ mts.}$$

$$h_f = \frac{1.43 [(1.50)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.14 \text{ mts}$$

### Cálculo de la Longitud de Transición ( L )

$$L = \frac{b - D}{2 \times \text{tag} 12^\circ 30'} \Rightarrow L = \frac{0.35 - 0.20}{2 \times \text{tg} 12^\circ 30'} = 0.34 \text{ mts} \cong 0.35 \text{ mts.}$$

### Pérdida de Carga en la Transición

$$h_f = 0.10 \left( \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{0.10 (0.78^2 - 0.60^2)}{2 \times 9.80} = 0.0013 \text{ mts.}$$

### Diseño de Vertedero en Canal By - Pass

Asumiendo un  $L_v = 0.30 \text{ mts}$ , se tiene que la carga sobre ella será:

$$H = \left( \frac{Q}{1.71 \times L_v} \right)^{2/3} \Rightarrow H = \left( \frac{0.01355}{1.71 \times 0.30} \right)^{2/3} = 0.09 \text{ mts.}$$



### Diseño de Canal By - Pass

Teniendo presente que la velocidad mínima del flujo sea 0.75 m/seg.; se ha considerado un ancho de canal  $b = 0.30$  mts., una pendiente  $S = 0.7\%$ ,  $n = 0.013$ , para un caudal máximo  $Q = 0.01355$  m<sup>3</sup>/seg. y se ha obtenido:

- Tirante : 0.058 mts.
- Velocidad : 0.78 m/s.

#### 4.8.2 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION

$$K = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\min.}} = \frac{13.55}{10.73} = 1.26$$

Asumiendo:

- Período de Retención Mínimo:  $t = 7.5$  min.
- Período de Retención Máximo:  $t_1 = 30.0$  min.

Entonces:

$$a = \frac{t_1}{t} = \frac{30}{7.5} = 4$$

Verificando si la ecuación cuadrática tiene solución:

$$(a - K^2)^2 > 4.(K - a).(K).(K - 1).(1 + a)$$

$$(4 - 1.26^2)^2 > 4 * (1.26 - 4) * 1.26 * (1.26 - 1) * (1 + 4)$$

$$5.82 > -17.95 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto las soluciones de la ecuación serán:

$$K1 = \frac{-(a - K^2) \pm \sqrt{(a - K^2)^2 - 4.(K - a).(K).(K - 1).(1 + a)}}{2(K - a)}$$

$$K1 = \frac{-(4 - 1.26^2) \pm \sqrt{(4 - 1.26^2)^2 - 4.(1.26 - 4).(1.26).(1.26 - 1).(1 + 4)}}{2(1.26 - 4)}$$

$$K1 = \frac{-2.412 \pm 4.8756}{-5.48}$$





$$K'1 = -0.45 \quad \text{NO!} \quad \text{y}$$

$$K''1 = 1.33 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto el caudal de bombeo será igual a:

$$Q_b = 1.33 * 10.73$$

$$Q_b = \mathbf{14.27 \text{ Ips}}$$

$$Q_b = 14.27 \text{ Ips} > Q_{\text{max,h}} = 13.55 \text{ Ips} \quad \text{OK!}$$

### Cálculo del Volumen de la Cámara de Recolección

$$V_{\text{útil}} = \frac{t \cdot Q \cdot K \cdot (K_1 - 1)}{K_1 + K - 1}$$

$$V_{\text{útil}} = \frac{7.5 * 60 * 10.73 * 1.26 * (1.33 - 1)}{1.33 + 1.26 - 1} = 1262.26 \text{ lts.} \cong 1.25 \text{ m}^3$$

### Verificación de los Periodos de Retención

a) Tiempo Mínimo de Llenado

$$t_{\text{mín. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{mín. llenado}} = \frac{1250}{13.55} = 92.25 \text{ seg.} = 1.54 \text{ min.}$$

b) Tiempo Máximo de Llenado

$$t_{\text{máx. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{máx. llenado}} = \frac{1250}{10.73} = 116.50 \text{ seg.} = 1.94 \text{ min.}$$

c) Tiempo de Bombeo Mínimo

$$t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{1250}{14.27 - 10.73} = 353.10 \text{ seg.} = 5.89 \text{ min.}$$

d) Tiempo de Bombeo Máximo

$$t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{1250}{14.27 - 13.55} = 1736.11 \text{ seg.} = 28.94 \text{ min.}$$

Como se indicó, el rango del período de Retención es:  $5 \text{ min.} < t < 30 \text{ min.}$

### Período de Retención Mínimo

$$t = t_{\text{mín. llenado}} + t_{\text{mín. bombeo}} \Rightarrow t = 1.54 + 5.89 = \mathbf{7.43 \text{ min.}} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

### Período de Retención Máximo

$$t_1 = t_{\text{máx. llenado}} + t_{\text{máx. bombeo}} \Rightarrow t_1 = 1.94 + 28.94 = \mathbf{30.88} \cong 30.00 \text{ min.} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

### Verificación de los Periodos de Retención para Caudales que no consideran el aporte de aguas pluviales

#### a) Tiempo Mínimo de Llenado

$$t_{\text{mín. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{mín. llenado}} = \frac{1250}{3.52} = 355.11 \text{ seg.} = 5.92 \text{ min.}$$

#### b) Tiempo Máximo de Llenado

$$t_{\text{máx. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{máx. llenado}} = \frac{1250}{0.70} = 1785.71 \text{ seg.} = 29.76 \text{ min.}$$

#### c) Tiempo de Bombeo Mínimo

$$t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{1250}{14.27 - 0.70} = 92.11 \text{ seg.} = 1.54 \text{ min.}$$

#### d) Tiempo de Bombeo Máximo

$$t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{1250}{14.27 - 3.52} = 116.28 \text{ seg.} = 1.94 \text{ min.}$$

### Período de Retención Mínimo

$$t = t_{\text{mín. llenado}} + t_{\text{mín. bombeo}} \Rightarrow t = 5.92 + 1.54 = \mathbf{7.46 \text{ min.}} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

### Período de Retención Máximo

$$t_1 = t_{\text{máx. llenado}} + t_{\text{máx. bombeo}} \Rightarrow t_1 = 29.76 + 1.94 = \mathbf{31.70} \cong 30.00 \text{ min.} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$



#### 4.8.3 DISEÑO DE LA LINEA DE IMPULSION

Para el cálculo de la línea de impulsión, así como de la selección del equipo de bombeo se cuenta con lo siguientes datos:

- Qb : 14.27 lps.
- Tubería a usar : PVC
- Coeficiente de rugosidad "C" de tubería : 140
- Longitud de la línea : 30.00 mts.
- Cota de llegada al pozo húmedo : 2324.23 mts.
- Cota de fondo donde se pretende descargar : 2324.85 mts.
- Nivel de arranque de bomba : 2323.83 mts.
- Nivel de parada de bomba : 2323.33 mts.
- Cota de fondo de cámara húmeda : 2322.93 mts.

Así mismo en el Gráfico N° 35 se presenta un esquema del perfil de la línea de impulsión.

Adoptando un factor de seguridad F.S.= 0.80, se obtendrá un caudal de diseño igual

a:

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{14.27}{0.80} = 17.84 \text{ lps.}$$

#### Cálculo del Diámetro Económico

Utilizando la Fórmula de Breese [21], se obtiene:

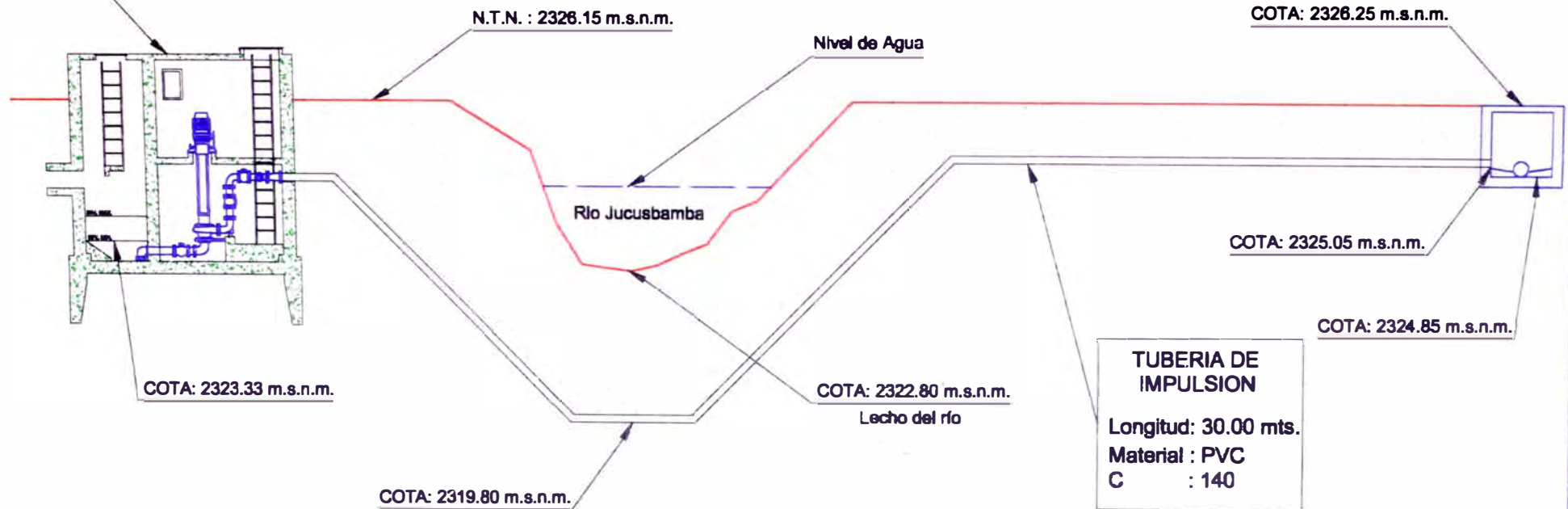
$$K1 = 1.3 \sqrt{\frac{17.84}{1000}} = 0.174 \text{ mts.} \cong 6.96''$$

Por lo tanto los posibles diámetros a usar son: 6" y 8"

### GRAFICO N° 35

## ESQUEMA DEL PERFIL DE LA LINEA DE IMPULSION CIUDAD DE LUYA

CASETA DE BOMBEO



**TUBERIA DE IMPULSION**  
Longitud: 30.00 mts.  
Material : PVC  
C : 140

ESCALA: 1/125



### **Verificación de la Velocidad Mínima**

Para verificar la velocidad mínima correspondiente a cada diámetro, se utilizará la fórmula de Mc. Pearson descrita anteriormente, así:

- Para D=6"

$$V_{\min} = 1.35 (0.15)^{0.5} = 0.52 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{0.01784}{\pi * \frac{0.15^2}{4}} = 1.01 \text{ m/s.}$$

$$1.01 \text{ m/s} > 0.52 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

- Para D=8"

$$V_{\min} = 1.35 (0.20)^{0.5} = 0.60 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{0.01784}{\pi * \frac{0.20^2}{4}} = 0.57 \text{ m/s.}$$

$$0.57 \text{ m/s} < 0.60 \text{ m/s} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Por lo tanto se efectuará el diseño para una tubería de impulsión con **diámetro igual a 6"**.

### **Cálculo de la Altura Estática**

La descarga en el pozo de visita se hará 0.20 mts. por encima de la cota de fondo; por lo tanto la cota de llegada en el pozo será:

$$\text{Cota de llegada} = 2324.85 + 0.20 = 2325.05 \text{ mts.}$$

Entonces la altura estática "H", será igual a:

$$H = \text{Cota de llegada} - \text{Nivel de Parada de Bomba}$$

$$H = 2325.05 - 2323.33 = 1.72 \text{ mts}$$



### **Cálculo de la Pérdida por Fricción**

Utilizando la fórmula de Hazen y Williams para los siguientes valores:

$$L = 0.030 \text{ Kms.}$$

$$Q = 17.58 \text{ lts./seg.}$$

$$C = 140 \text{ } \sqrt{\text{pie/seg.}}$$

$$D = 6''$$

$$h_f = 1.72 \times 10^6 \left( \frac{0.030 * 17.84^{1.85}}{140^{1.85} * 6^{4.87}} \right)$$

$$h_f = 0.19 \text{ mts.}$$

Considerando un 20% adicional por adherencia de grasas en las paredes de la tubería:

$$h_f = 1.20 * 0.19 = 0.23 \text{ mts.}$$

### **Cálculo de las Pérdidas Locales**

Se adoptará la recomendación que las pérdidas locales por lo general llegan a un valor máximo de 2.00 mts.: entonces:

$$h_k = 2.00 \text{ mts.}$$

### **Cálculo de la Altura Dinámica Total**

$$\text{HDT} = 1.72 + 0.23 + 2.00$$

$$\text{HDT} = 3.95 \text{ mts.}$$

### **Cálculo de la Sobrepresión por Golpe de Ariete**

Preseleccionamos una tubería **PVC Clase A – 10**, la cual resiste una presión de hasta 100 mH<sub>2</sub>O, por lo tanto se tiene los siguientes valores:



- \* Diámetro de la tubería :  $D = 6''$
- \* Espesor de tubería :  $e = 0.31$  pulg.
- \* Módulo de elasticidad del PVC :  $E = 3.6 * 10^6$  lb/pulg<sup>2</sup>.
- \* Módulo de elasticidad del agua :  $K = 3 * 10^5$  lb/pulg<sup>2</sup>.
- \* Velocidad del flujo :  $v = 1.01$  m/s = 3.31 fps

*Cálculo de la Velocidad de Propagación de la Onda*

$$V_w = 4720 \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \text{ pies/seg.}$$

$$V_w = 4720 \left( \frac{1}{1 + \frac{3 * 10^5 * 6}{0.31 * 3.6 * 10^6}} \right)^{1/2}$$

$$V_w = 2919.98 \text{ fps} = \mathbf{890.24 \text{ m/s.}}$$

*Cálculo del Tiempo Crítico:*

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{V_w} = \frac{2 * 30}{890.24}$$

$$T_c = \mathbf{0.07 \text{ seg.}}$$

Se deberá tener válvulas con tiempo de cierre mayores de 2 segundos, a fin de disminuir el impacto por golpe de ariete.

*Cálculo de la Sobrepresión*

$$p_{\text{máx.}} = 63.60 \cdot V \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \text{ libras/pulg}^2 \text{ (psi)}$$

$$p_{\text{máx.}} = 63.60 * 3.31 \left( \frac{1}{1 + \frac{3 * 10^5 * 6}{0.31 * 3.6 * 10^6}} \right)^{1/2}$$

$$p_{\text{máx.}} = 130.23 \text{ lb/pulg}^2 = \mathbf{91.07 \text{ mH}_2\text{O}}$$

Por lo tanto la presión total será:



$$P_{total} = P_o + HDT$$

$$P_{total} = 91.07 + 3.95 = 95.02 \text{ mH}_2\text{O}$$

Verificando:  $P_{total} = 95.02 \text{ mH}_2\text{O} < 100.00 \text{ mH}_2\text{O}$  OK!

### Selección del Equipo de Bombeo

Para el diseño se adoptarán electrobombas verticales, teniendo en cuenta su eficiencia, bajo costo de bombeo y mínima necesidad de mantenimiento.

Utilizando los gráficos N° 36, N° 37 y N° 38, así como la tabla N° IX, y los valores de:

\* Altura Dinámica Total ( HDT ) = 3.95 mts. y,

\* Caudal de Bombeo (  $Q_b$  ) = 17.84 lps

Se eligió dos electrobombas, marca **HIDROSTAL**, como alternativas:

- **Tipo E5K – L**

Características:

- Frecuencia	: 50 Hz	- RPM	: 970
- Eficiencia	: 72%	- Potencia	: 1.8 HP
- Altura de bombeo	: 4.10 mts.	- Caudal de bombeo	: 20 lps
- Impulsor	: Ø 249 mm	- Luz	: 0.4 mm
- Succión	: Ø 6"	- Descarga	: Ø 5"

- **Tipo C3K – H**

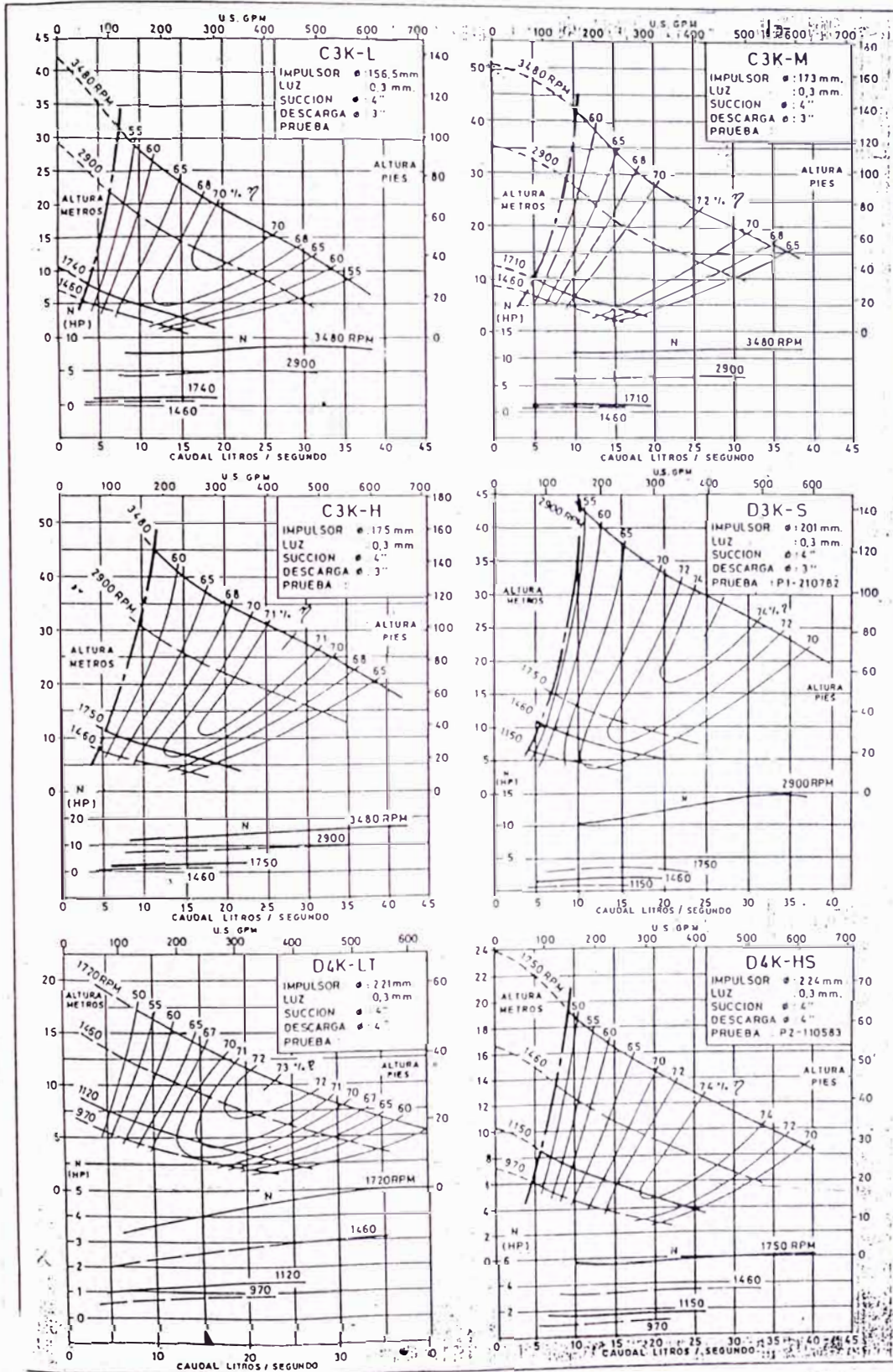
Características:

- Frecuencia	: 60 Hz	- RPM	: 1750
- Eficiencia	: 65%	- Potencia	: 2.5 HP
- Altura de bombeo	: 4.70 mts.	- Caudal de Bombeo	: 20 lps
- Impulsor	: Ø 175 mm	- Luz	: 0.3 mm
- Succión	: Ø 4"	- Descarga	: Ø 3"



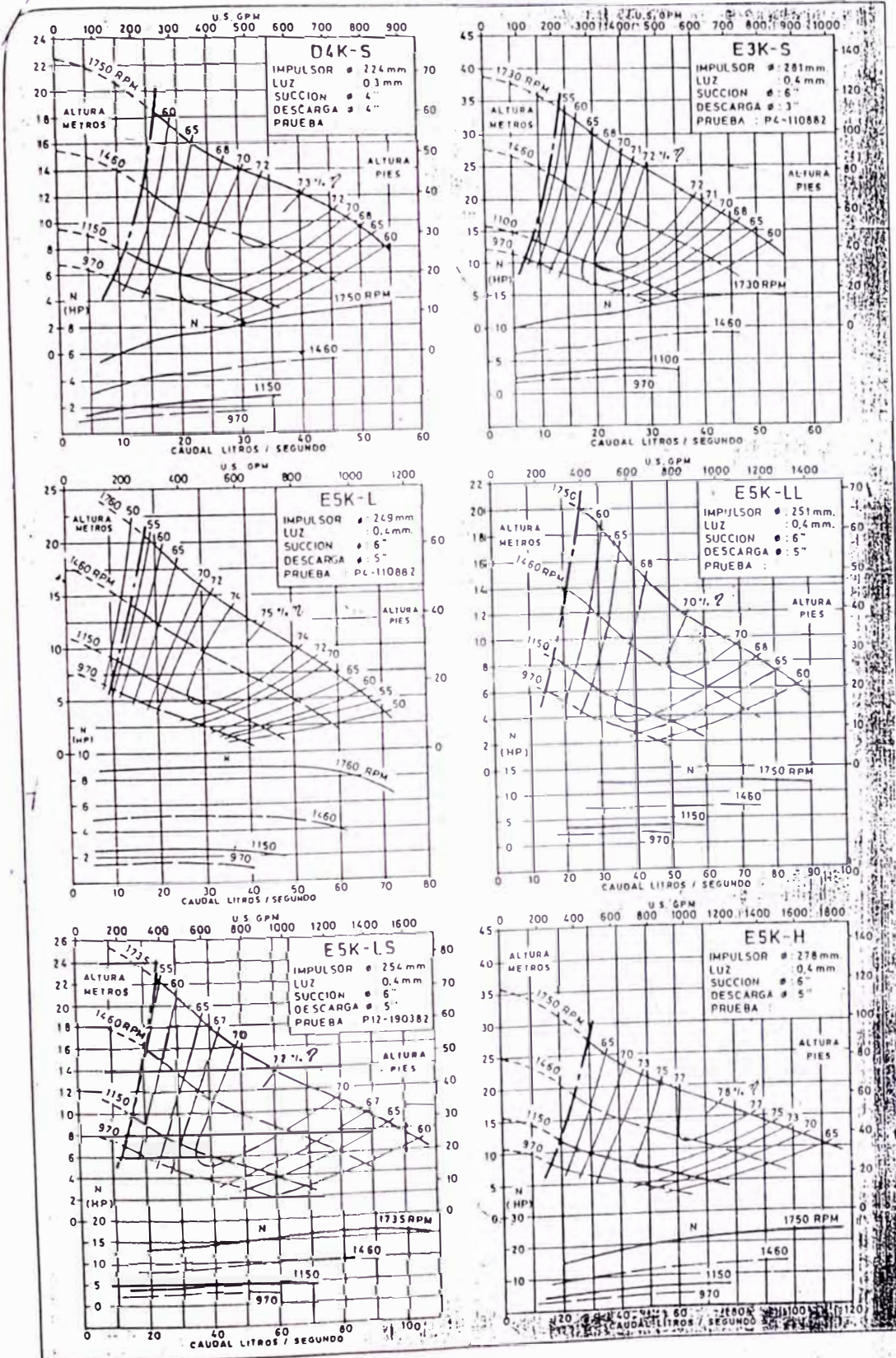


### GRAFICO Nº 36 ABACO PARA ELECCION DE BOMBA HIDROSTAL

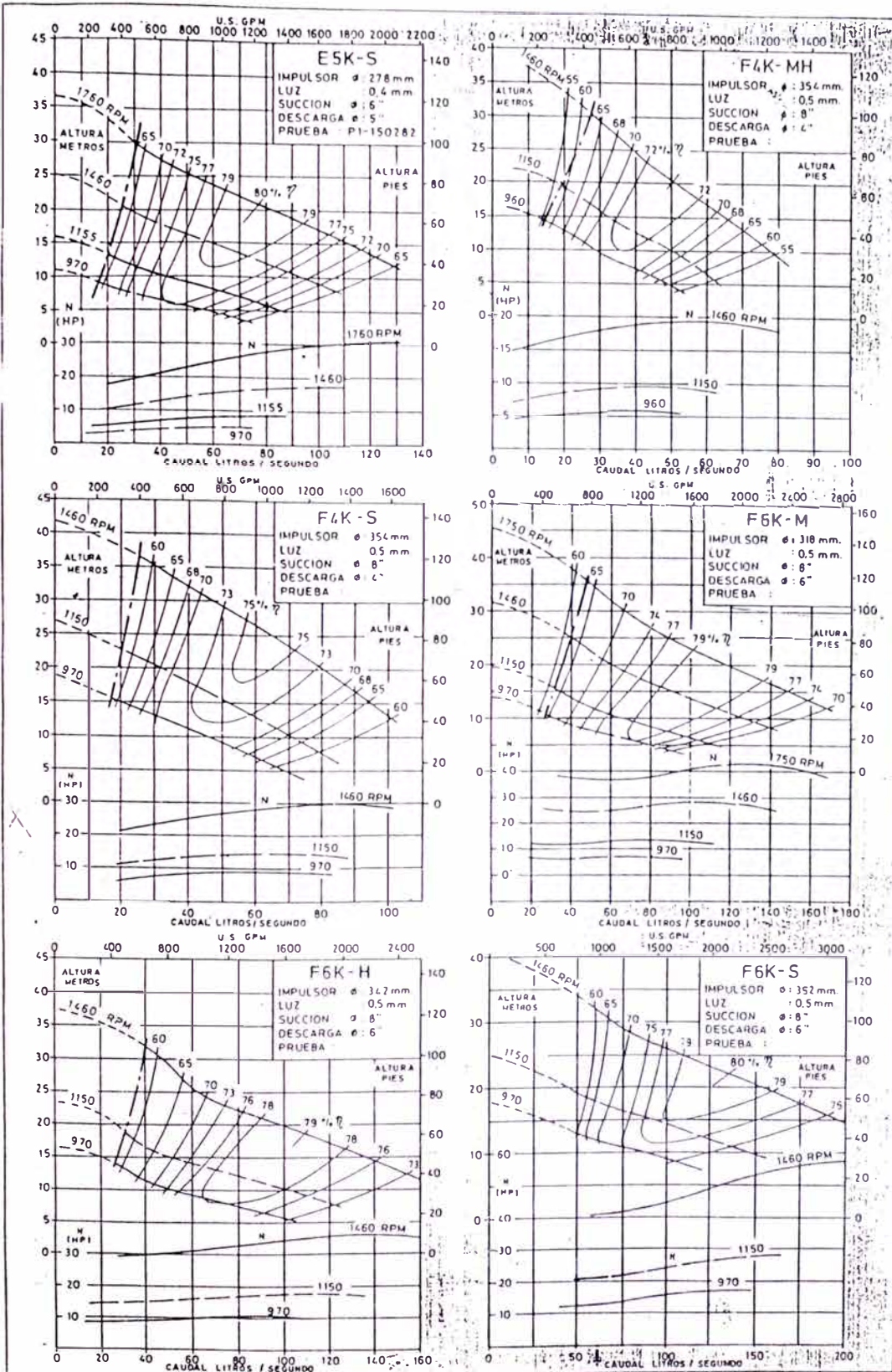




JR. FID. 37  
ABACO PARA ELECCION DE BOMBA HIDROSTAL



## GRAFICO N° 38 ABACO PARA ELECCION DE BOMBA HIDROSTAL







Aún cuando la electrobomba Tipo E5K – L es algo más costosa, sin embargo su mejor acondicionamiento a los valores de diseño, así como su mayor rendimiento frente a la otra alternativa son las razones por la cual se ha elegido como equipo de bombeo a la **electrobomba Tipo E5K – L**.

#### 4.9.0 DISEÑO DE LA ESTACION DE BOMBEO DE LA CIUDAD DE LAMUD

Los criterios referentes a la distribución de caudales y al caudal mínimo son los mismos que los expresados en el cálculo del sistema de bombeo de la ciudad de Luya.

La estación de bombeo en ésta ciudad permitirá evacuar el total de las aguas servidas hacia la margen derecha del río Jucusbamba, y de ahí transportarlo por gravedad hacia el Sistema de tratamiento de aguas residuales. (Ver Gráfico N° 39)

##### 4.9.1 DISEÑO DE LA CAMARA DE REJAS.

Teniendo en consideración el Cuadro N° 64, se conoce lo siguiente:

$$Q_{\text{aguas servidas}} = 11.68 \text{ lts./seg.}$$

$$Q_{\text{aguas pluviales}} = 40.45 \text{ lts./seg.}$$

- ◆ Por lo tanto calcularemos el caudal promedio y mínimo de aguas servidas:

$$Q_{\text{prom. aguas servidas}} = \frac{11.68}{k_2} = \frac{11.68}{2.5} = 4.67 \text{ lts./seg.}$$

(\*)  $k_2$  : Coeficiente de variación de máximo consumo horario.

- ◆  $Q_{\text{min. aguas servidas}} = 0.50 * Q_{\text{prom. aguas servidas}} = 0.50 * 4.67 = 2.34 \text{ lps.}$

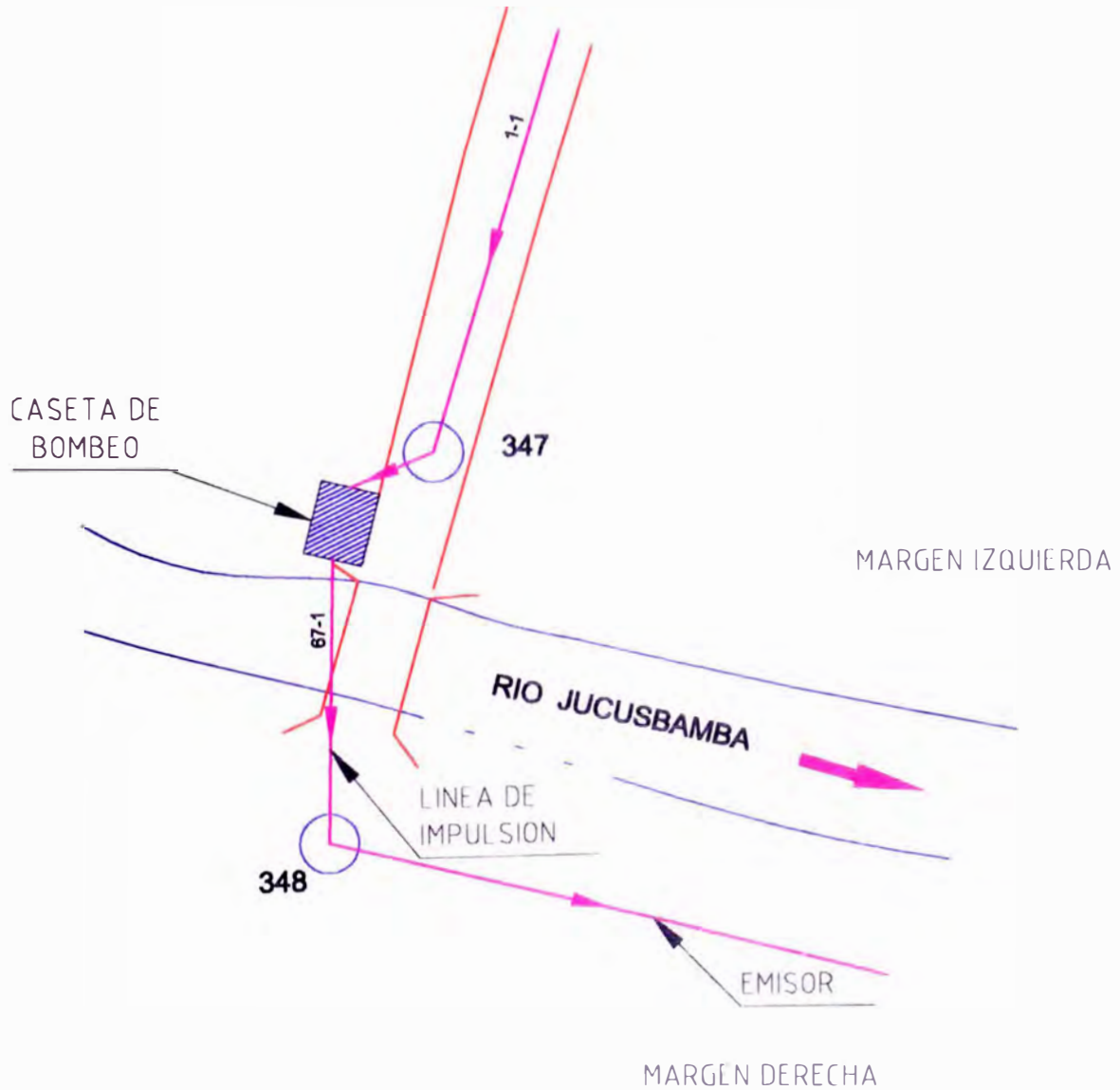
**Considerando el aporte de aguas pluviales:**

$$Q_{\text{max}} = 52.13 \text{ lps.} = 0.05213 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{min}} = 2.34 + 40.45 = 42.79 \text{ lps.} = 0.04279 \text{ m}^3$$

GRAFICO N° 39

ESQUEMA DEL SISTEMA DE BOMBEO  
DE LA CIUDAD DE LAMUD



ESCALA 1/500



**Sin considerar el aporte de aguas pluviales se tiene:**

$$Q_{\max} = 11.68 \text{ lps.} = 0.01168 \text{ m}^3$$

$$Q_{\min} = 2.34 \text{ lps} = 0.00234 \text{ m}^3$$

- Datos de la tubería de descarga:

- \* Diámetro : 0.35 mts.
- \* Velocidad : 1.34 m/s
- \* n : 0.010
- \* Pendiente :  $5.32 \cdot 10^{-3}$
- \* Caudal : 52.13 lts./seg.
- \* Cota de descarga : 2308.80 mts.
- \* Tirante : 0.15 mts.

Considerando:

➤ Espesor de barra:  $t = \frac{1}{4}''$

➤ Separación de barras:  $a = 1''$

➤ Cálculo de la eficiencia:

$$t = \frac{a}{a+t} = \frac{1}{1 + \frac{1}{4}} = 0.80$$

➤ Considerando una velocidad de barras limpias:  $V = 0.75 \text{ m/s.}$

➤ Asumiendo un ancho de canal:  $b = 0.50 \text{ mts.}$

➤ El número de barras a usar será:

$$N = \frac{b - a}{e + a} = \frac{0.50 - 0.0254}{0.0254 + \frac{0.0254}{4}} = 14.94$$

$$N = 15 \text{ barras.}$$

➤ Cálculo del área útil:

$$A_U = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{paso}}} = \frac{0.05213}{0.75} = 0.0695 \text{ m}^2$$



- Cálculo del área del canal aguas arriba de la reja:

$$A_T = \frac{0.0695}{0.80} = 0.0869 \text{ m}^2$$

- Cálculo del tirante:

$$y = \frac{0.0869}{0.50} = 0.1738 \text{ m}$$

- Cálculo del radio hidráulico:

$$R_H = \frac{0.0869}{2 \times 0.1738 + 0.50} = 0.1025 \text{ m}$$

- Hallamos la pendiente "S" con la ecuación de Manning:

$$S = \left( \frac{Q \times n}{A (R)^{2/3}} \right)^2 \Rightarrow S = \left( \frac{0.05213 \times 0.013}{0.0869 \times (0.1025)^{2/3}} \right)^2 = 0.00127 \text{ m/m} = 1.27 \text{ ‰}$$

- Verificación de la velocidad para: Caudal máximo y mínimo utilizando la ecuación de Manning:

Para  $Q_{\max}$  se obtiene  $V = 0.60 \text{ m/s} > V_{\min} = 0.30 \text{ m/s}$  OK!

Para  $Q_{\min}$  se obtiene  $V = 0.57 \text{ m/s} > V_{\min} = 0.30 \text{ m/s}$  OK!

- Si no se considerase aguas pluviales:

$Q_{\max} = 0.01168 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $V = 0.37 \text{ m/s} > V_{\min} = 0.30 \text{ m/s}$  OK!

$Q_{\min} = 0.00234 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $V = 0.21 \text{ m/s} < V_{\min} = 0.30 \text{ m/s}$  NO CUMPLE!

Presentándose el caso similar a la ciudad de Luya, que no se alcanza la velocidad mínima en uno de los casos, será necesario entonces instalar en lugar adyacente a la cámara de rejillas un grifo de agua, para así poder incrementar el caudal y evitar sedimentaciones y obstrucciones en las rejillas.





➤ Cálculo de la pérdida de carga:

Para barras limpias:

$$h_f = 1.43 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{1.43 [(0.75)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.015 \text{ mts}$$

Para barras con 50% sucias:

$$V' = 2 \times V \Rightarrow V' = 2 \times 0.75 = 1.50 \text{ mts.}$$

$$h_f = \frac{1.43 [(1.50)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.14 \text{ mts}$$

**Cálculo de la Longitud de Transición ( L )**

$$L = \frac{b - D}{2 \times \tan 12^\circ 30'} \Rightarrow L = \frac{0.50 - 0.35}{2 \times \tan 12^\circ 30'} = 0.34 \text{ mts} \cong 0.35 \text{ mts.}$$

**Pérdida de Carga en la Transición**

$$h_f = 0.10 \left( \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{0.10 (1.34^2 - 0.60^2)}{2 \times 9.80} = 0.0073 \text{ mts}$$

**Diseño de Vertedero en Canal By - Pass**

Asumiendo un  $L_v = 0.50$  mts, se tiene que la carga sobre ella será:

$$H = \left( \frac{Q}{1.71 \times L_v} \right)^{2/3} \Rightarrow H = \left( \frac{0.05239}{1.71 \times 0.50} \right)^{2/3} = 0.16 \text{ mts.}$$

**Diseño de Canal By - Pass**

Considerando un ancho de canal  $b = 0.40$  mts., pendiente  $S = 0.3\%$ ,  $n = 0.013$ , para un caudal máximo  $Q = 0.05213$  m<sup>3</sup>/seg. se obtiene:

- Tirante : 0.16 mts.

- Velocidad : 0.83 m/s.



#### 4.9.2 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION

$$K = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\min.}} = \frac{52.13}{42.79} = 1.22$$

Asumiendo:

- Período de Retención Mínimo:

$$t = 5.0 \text{ min.}$$

- Período de Retención Máximo:

$$t_1 = 30.0 \text{ min.}$$

Entonces:

$$a = \frac{t_1}{t} = \frac{30}{5} = 6$$

Verificando si la ecuación cuadrática tiene solución:

$$(a - K^2)^2 > 4.(K - a).(K).(K - 1).(1 + a)$$

$$(6 - 1.22^2)^2 > 4 * (1.22 - 6) * 1.22 * (1.22 - 1) * (1 + 6)$$

$$20.35 > -35.92 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto las soluciones de la ecuación serán:

$$K1 = \frac{-(a - K^2) \pm \sqrt{(a - K^2)^2 - 4.(K - a).(K).(K - 1).(1 + a)}}{2(K - a)}$$

$$K1 = \frac{-(6 - 1.22^2) \pm \sqrt{(6 - 1.22^2)^2 - 4.(1.22 - 6).(1.22).(1.22 - 1).(1 + 6)}}{2(1.22 - 6)}$$

$$K1 = \frac{-4.512 \pm 7.5013}{-9.56}$$

$$K1 = -0.31 \quad \text{NO!} \quad y$$

$$K1 = 1.26 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto el caudal de bombeo será igual a:

$$Q_b = 1.26 * 42.79$$

$$Q_b = \mathbf{53.92 \text{ Ips}}$$

$$Q_b = 53.92 \text{ Ips} > Q_{\max.h} = 52.39 \text{ Ips} \quad \text{OK!}$$



### Cálculo del Volumen de la Cámara de Recolección

$$V_{\text{útil}} = \frac{t \cdot Q \cdot K \cdot (K_1 - 1)}{K_1 + K - 1}$$

$$V_{\text{útil}} = \frac{5 \cdot 60 \cdot 42.79 \cdot 1.22 \cdot (1.26 - 1)}{1.26 + 1.22 - 1} = 2751 \text{ lps} \cong 2.80 \text{ m}^3$$

### Verificación de los Periodos de Retención

a) Tiempo Mínimo de Llenado

$$t_{\text{mín. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{mín. llenado}} = \frac{2800}{52.13} = 53.71 \text{ seg.} = 0.90 \text{ min.}$$

b) Tiempo Máximo de Llenado

$$t_{\text{máx. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{mín}}} \Rightarrow t_{\text{máx. llenado}} = \frac{2800}{42.79} = 65.44 \text{ seg.} = 1.09 \text{ min.}$$

c) Tiempo de Bombeo Mínimo

$$t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{mín}}} \Rightarrow t_{\text{mín. bombeo}} = \frac{2800}{53.92 - 42.79} = 251.57 \text{ seg.} = 4.19 \text{ min.}$$

d) Tiempo de Bombeo Máximo

$$t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{2800}{53.92 - 52.13} = 1564.25 \text{ seg.} = 26.07 \text{ min.}$$

Como se indicó, el rango del periodo de Retención es:  $5 \text{ min.} < t < 30 \text{ min.}$

### **Período de Retención Mínimo**

$$t = t_{\text{mín. llenado}} + t_{\text{mín. bombeo}} \Rightarrow t = 0.90 + 4.19 = \mathbf{5.09 \text{ min.}} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

### **Período de Retención Máximo**

$$t_1 = t_{\text{máx. llenado}} + t_{\text{máx. bombeo}} \Rightarrow t_1 = 1.09 + 26.07 = \mathbf{27.16 \text{ min.}} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$



### Verificación de los Periodos de Retención para Caudales que no consideran el aporte de aguas pluviales

a) Tiempo Mínimo de Llenado

$$t_{\text{min. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{min. llenado}} = \frac{2800}{11.68} = 239.73 \text{ seg.} = 4.00 \text{ min.}$$

b) Tiempo Máximo de Llenado

$$t_{\text{máx. llenado}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{máx. llenado}} = \frac{2800}{2.34} = 1196.58 \text{ seg.} = 19.94 \text{ min.}$$

c) Tiempo de Bombeo Mínimo

$$t_{\text{min. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{min}}} \Rightarrow t_{\text{min. bombeo}} = \frac{2800}{53.92 - 2.34} = 54.28 \text{ seg.} = 0.90 \text{ min.}$$

d) Tiempo de Bombeo Máximo

$$t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_b - Q_{\text{ms}}} \Rightarrow t_{\text{máx. bombeo}} = \frac{2800}{53.92 - 11.68} = 66.29 \text{ seg.} = 1.10 \text{ min.}$$

#### Periodo de Retención Mínimo

$$t = t_{\text{min. llenado}} + t_{\text{min. bombeo}} \Rightarrow t = 4.00 + 0.90 = 4.90 \cong 5.00 \text{ min.} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

#### Periodo de Retención Máximo

$$t_1 = t_{\text{máx. llenado}} + t_{\text{máx. bombeo}} \Rightarrow t_1 = 19.94 + 1.10 = 21.04 \text{ min.} \in [5,30] \quad \text{OK!}$$

#### 4.9.3 DISEÑO DE LA LINEA DE IMPULSION

Para el cálculo de la línea de impulsión, así como de la selección del equipo de bombeo se cuenta con lo siguientes datos:

Q <sub>b</sub>	: 53.92 lps.
Tubería a usar	: PVC
Coefficiente de rugosidad "C" de tubería	: 140
Longitud de la línea	: 25 mts.



- Cota de llegada al pozo húmedo : 2308.30 mts.
- Cota de fondo donde se pretende descargar : 2308.70 mts.
- Nivel de arranque de bomba : 2307.90 mts.
- Nivel de parada de bomba : 2306.90 mts.
- Cota de fondo de cámara húmeda : 2306.50 mts.

\*\* En el Gráfico N° 40 se muestra un esquema del perfil de la línea de impulsión

Adoptando un factor de seguridad F.S. = 0.80, se obtendrá un caudal de diseño igual

a:

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{53.92}{0.80} = 67.40 \text{ lps.}$$

### Cálculo del Diámetro Económico

Utilizando la Fórmula de Breese [21], se obtiene:

$$K1 = 1.3 \sqrt{\frac{67.40}{1000}} = 0.337 \text{ mts.} \cong 13.27''$$

Por lo tanto los posibles diámetros a usar son: 12" y 14"

### Verificación de la Velocidad Mínima

Para verificar la velocidad mínima correspondiente a cada diámetro, se utilizará la fórmula de Mc. Pearson descrita anteriormente, así:

- Para D=12"

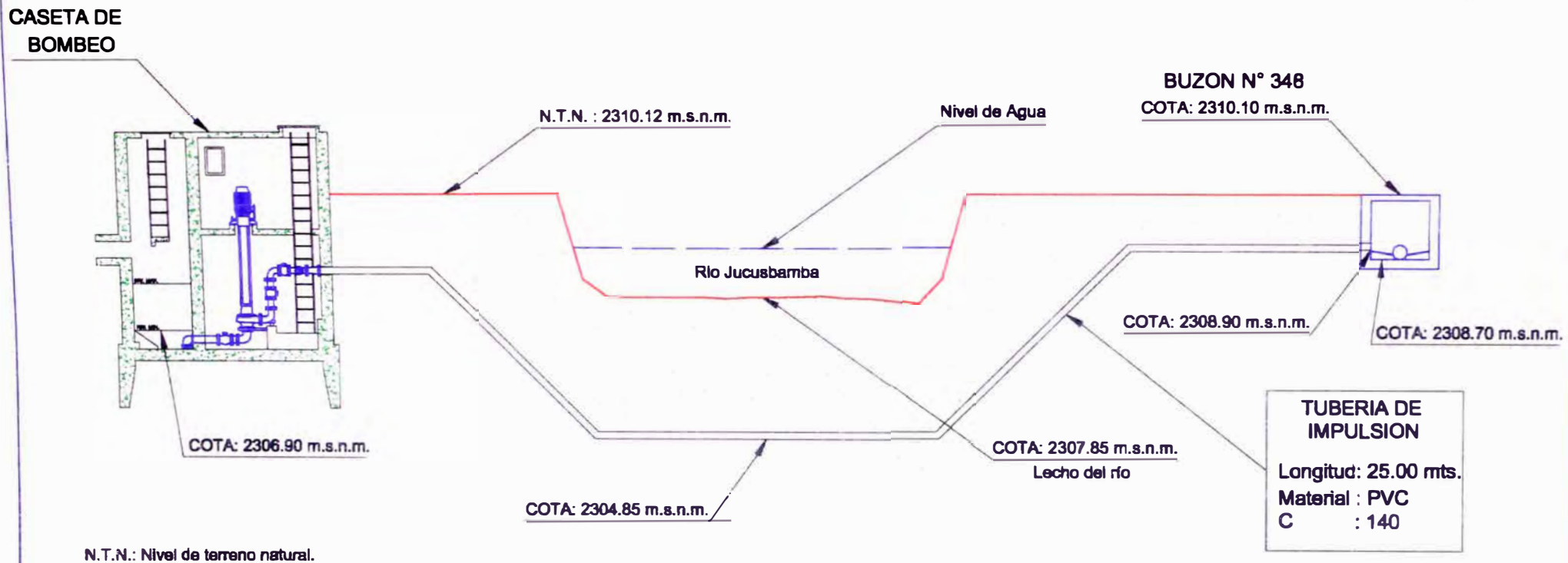
$$V_{\text{min}} = 1.35 (0.30)^{0.5} = 0.74 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{0.06740}{\pi \cdot \frac{0.30^2}{4}} = 0.95 \text{ m/s.}$$

$$0.95 \text{ m/s} > 0.74 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

### GRAFICO N° 40

### ESQUEMA DEL PERFIL DE LA LINEA DE IMPULSION CIUDAD DE LAMUD



ESCALA: 1/125



- Para D=14"

$$V_{\min} = 1.35 (0.35)^{0.5} = 0.80 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{0.06740}{\pi \cdot \frac{0.35^2}{4}} = 0.70 \text{ m/s.}$$

$$0.70 \text{ m/s} < 0.80 \text{ m/s} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Por lo tanto se efectuará el diseño para un tubería de impulsión con **Diámetro igual a 12"**.

### Cálculo de la Altura Estática

La descarga en el pozo de visita se hará 0.20 mts. por encima de la cota de fondo; por lo tanto la cota de llegada en el pozo será:

$$\text{Cota de llegada} = 2308.70 + 0.20 = 2308.90 \text{ mts.}$$

Entonces la altura estática "H", será igual a:

$$H = \text{Cota de llegada} - \text{Nivel de Parada de Bomba}$$

$$H = 2308.90 - 2306.90 = 2.00 \text{ mts.}$$

### Cálculo de la Pérdida por Fricción

Utilizando la fórmula de Hazen y Williams para los siguientes valores:

$$L = 0.025 \text{ Kms.}$$

$$Q = 67.40 \text{ lts./seg.}$$

$$C = 140 \text{ \sqrt{pie/seg.}}$$

$$D = 12''$$

$$h_f = 1.72 \times 10^6 \left( \frac{0.025 * 67.40^{1.85}}{140^{1.85} * 12^{4.87}} \right)$$

$$h_f = 0.06 \text{ mts.}$$



Considerando un 20% adicional por adherencia de grasas en las paredes de la tubería:

$$h_f = 1.20 * 0.06 = 0.07 \text{ mts.}$$

### Cálculo de las Pérdidas Locales

Se adoptará la recomendación que las pérdidas locales por lo general llegan a un valor máximo de 2.00 mts.; entonces:

$$h_k = 2.00 \text{ mts.}$$

### Cálculo de la Altura Dinámica Total

$$\text{HDT} = 2.00 + 0.07 + 2.00$$

$$\text{HDT} = 4.07 \text{ mts.}$$

### Cálculo del Golpe de Ariete

Preseleccionamos una **Tubería PVC Clase A – 10**, la cual resiste una presión de hasta 100 mH<sub>2</sub>O, por lo tanto se tiene los siguientes valores:

- \* Diámetro de la tubería :  $D = 12''$
- \* Espesor de tubería :  $e = 0.60 \text{ pulg.}$
- \* Módulo de elasticidad del PVC :  $E = 3.6 * 10^6 \text{ lb/pulg}^2.$
- \* Módulo de elasticidad del agua :  $K = 3 * 10^5 \text{ lb/pulg}^2.$
- \* Velocidad del flujo :  $v = 0.95 \text{ m/s} = 3.12 \text{ fps}$

*Cálculo de la Velocidad de Propagación de la Onda*

$$V_w = 4720 \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \text{ pies/seg.}$$

$$V_w = 4720 \left( \frac{1}{1 + \frac{3 * 10^5 * 12}{0.60 * 3.6 * 10^6}} \right)^{1/2}$$

$$V_w = 2890.40 \text{ fps} = 881.22 \text{ m/s.}$$





### Cálculo del Tiempo Crítico:

$$T_c = \frac{2.L}{V_w} = \frac{2 * 25}{881.22}$$

$$T_c = 0.06 \text{ seg.}$$

Se deberá tener válvulas con tiempo de cierre mayores de 2 segundos, a fin de disminuir el impacto por golpe de ariete.

### Cálculo de la Sobrepresión

$$P_{m\acute{a}x} = 63.60 \cdot V \left( \frac{1}{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}} \right)^{1/2} \text{ libras/pulg}^2 \text{ (psi)}$$

$$P_{m\acute{a}x} = 63.60 * 3.12 \left( \frac{1}{1 + \frac{3 * 10^5 * 12}{0.60 * 3.6 * 10^6}} \right)^{1/2}$$

$$P_{m\acute{a}x} = 121.51 \text{ lb/pulg}^2 = 84.97 \text{ mH}_2\text{O}$$

Por lo tanto la presión total será:

$$P_{total} = P_o + HDT$$

$$P_{total} = 84.97 + 4.07 = 89.04 \text{ mH}_2\text{O}$$

Verificando:  $P_{total} = 89.04 \text{ mH}_2\text{O} < 100.00 \text{ mH}_2\text{O}$  **OK!**

### Selección del Equipo de Bombeo

Para el diseño se adoptarán electrobombas verticales, teniendo en cuenta su eficiencia, bajo costo de bombeo y mínima necesidad de mantenimiento.

Utilizando los gráficos N° 36, N° 37 y N° 38, así como la tabla N° IX, y los valores de:

\* Altura Dinámica Total ( HDT ) = 4.07 mts. y,

\* Caudal de Bombeo ( Q<sub>b</sub> ) = 67.40 lps



Se eligió dos electrobombas, Marca **HIDROSTAL**, como alternativas:

- **Tipo E5K – S**

Características:

- Frecuencia	: 60 Hz	- RPM	: 1155
- Eficiencia	: 70%	- Potencia	: 6.0 HP
- Altura de bombeo	: 5.30 mts.	- Caudal de Bombeo	: 80 lps
- Impulsor	: Ø 278 mm	- Luz	: 0.4 mm
- Succión	: Ø 6"	- Descarga	: Ø 5"

- **Tipo F6K – M**

Características:

- Frecuencia	: 50 Hz	- RPM	: 970
- Eficiencia	: 77%	- Potencia	: 8.0 HP
- Altura de bombeo	: 4.80 mts.	- Caudal de bombeo	: 80 lps
- Impulsor	: Ø 318 mm	- Luz	: 0.5 mm
- Succión	: Ø 8"	- Descarga	: Ø 6"

Aún cuando la electrobomba Tipo F6K – M es más costosa referente a la otra alternativa, sin embargo su mejor acondicionamiento a los valores de diseño, así como su mayor rendimiento son las razones principales por la cual se ha elegido como equipo de bombeo a la **electrobomba Tipo F6K – M**.



## CAPITULO V

# DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

### 5.0.0 DEFINICION Y CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO.

En los últimos años con el movimiento ecológico se le ha dado la verdadera importancia al cuidado y preservación de nuestro medio ambiente, a través de estudios de impacto ambiental que no solo incluye a los proyectos de saneamiento si no a todos en general; es por ello que en la actualidad las fuentes de financiamiento exigen que los proyectos de alcantarillado contemplen sistemas de tratamiento de aguas residuales.

El objetivo primordial del tratamiento de aguas residuales es mejorar su calidad para cumplir con las normas de calidad del cuerpo receptor o las normas de reutilización.

Para el tratamiento o depuración de las aguas servidas existen muchos procedimientos, por ello a continuación describimos brevemente los más conocidos, indicando sus principales características, para que posteriormente sumado a otros criterios se seleccione el procedimiento más adecuado de acuerdo a las condiciones específicas de nuestro proyecto.



### 5.0.1 Pretratamiento:

Es el conjunto de unidades que tienen como finalidad la eliminación de materiales que perjudican el sistema de conducción, bombeo o etapas subsecuentes del tratamiento. Los materiales pueden ser: materia flotante como artículos de plástico, madera, latas, ramas, etc. y sólidos inorgánicos en suspensión de gran peso específico como arenas y gravas. Las unidades o dispositivos son:

#### a) Rejas o Cribas de barras

Tienen como objetivo la retención de los materiales gruesos o en suspensión. Están formadas por barras separadas uniformemente con espaciamientos libres entre 1 y 5 cms. y colocadas en ángulos de 30° y 60° respecto a la horizontal para facilitar su limpieza manual. Los materiales retenidos en éstas unidades pueden ser retirados mecánicamente o manualmente y se eliminan enterrándolos en micro-rellenos sanitarios, ubicados dentro de la planta de tratamiento y en lo posible en la cercanía de las unidades de rejas.

#### b) Desarenador

Las aguas residuales contienen por lo general sólidos inorgánicos como arena, cenizas, y grava, cuya cantidad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente si el alcantarillado es del tipo separativo o combinado.

Para poblaciones pequeñas generalmente se diseñan en forma de canales, en los que se controla la velocidad de flujo para propiciar la sedimentación de material inorgánico, manteniendo en suspensión los sólidos orgánicos. De acuerdo a la norma de saneamiento S.090 del R.N.C. [03] se deben dimensionar por lo menos dos desarenadores en paralelo, para poner fuera de servicio momentáneamente una de las unidades en el momento de limpieza de las arenas a ser removidas.



## 5.0.2 Tratamiento Primario:

Con este nombre se designa a los procesos cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y de arrastre y pueden ser por: sedimentación o flotación. De estos procesos el más utilizado y que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales es la sedimentación. Las unidades o dispositivos de tratamiento que utilizan el proceso de sedimentación son:

Tanque Sépticos

Tanques Imhoff

Sedimentadores Simples o Primarios

Aún cuando este tipo de tratamiento disminuye la cantidad de materia orgánica en las aguas residuales, ésta se limita a la fracción en suspensión y no a la disuelta, condición que determina su nombre a tratamiento primario. Estas unidades se diseñan para disminuir el contenido de sólidos suspendidos así como de las grasas y aceites de las aguas residuales.

### a) Tanques Sépticos

Son unidades utilizadas en donde no existe una red de alcantarillado, como pueden ser viviendas de campo, condominios, escuelas rurales, entre otros. En el medio rural se puede usar para tratar aguas residuales del tipo doméstico en flujos no mayores al equivalente de 250 a 350 habitantes. Según el R.N.C. [03] el flujo máximo a tratar mediante tanques sépticos debe ser de 20 m<sup>3</sup>/día.

Estos dispositivos combinan los procesos de sedimentación y de digestión anaerobia de lodos, usualmente se diseñan con dos ó más cámaras que operan en serie; producto de éste tratamiento se obtiene un efluente en condiciones sépticas y aún lleva consigo alto contenido de materia orgánica disuelta y suspendida, por lo que se requiere un tratamiento posterior, siendo los más empleados sistemas de infiltración



(pozos o zanjas de infiltración) siempre que el terreno lo permita, filtros de arena y filtros anaerobios.

b) Tanques Imhoff

Para establecimientos poblacionales de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de lodos sedimentados en la misma unidad; tiene una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo para su uso correcto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de cribado y remoción de arena. Son convenientes especialmente en climas calurosos pues esto facilita la digestión de lodos. En la selección de ésta unidad de tratamiento se debe considerar que los tanques Imhoff pueden producir olores desagradables. Este dispositivo de tratamiento elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25% a 35%.

c) Sedimentadores Primarios

A diferencia de los sistemas mencionados anteriormente en éstas unidades no se tratan los lodos, por lo que generalmente se utilizan como una primera etapa de un tratamiento primario.

Se puede recomendar su construcción siempre y cuando se tenga planes para aumentar el tratamiento a un nivel secundario, en un futuro cercano; ésta observación se basa en las dificultades que representa en las plantas de tratamiento el manejo diario de los lodos, ya sea para su digestión u otro tipo de tratamiento de lodos. Estas unidades tiene como función la reducción de los sólidos en suspensión, grasas y aceites de las aguas residuales. Las eficiencias esperadas son del orden del 55% en sólidos y se obtienen concentraciones en grasas y aceites inferiores a 30 mg/lit. Por lo general estos dispositivos requieren de equipo electromecánico.



### 5.0.3 Tratamiento Secundario:

Este término comúnmente se utiliza para los sistemas de tratamiento del tipo biológico en los cuales se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los cuales en su proceso de alimentación, degradan la materia orgánica, convirtiéndola en material celular, productos inorgánicos o material inerte.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, definen dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno).

En los procesos aerobios, los microorganismos presentes utilizan el oxígeno para metabolizar los compuestos orgánicos complejos hasta llegar a compuestos más simples. Estos procesos son generalmente más rápidos pero requieren de condiciones favorables que permitan el desarrollo de microorganismos y la alimentación continua de oxígeno.

Los procesos anaerobios se producen en forma de oxígeno molecular. En estos se desarrollan bacterias formadoras de ácidos, los cuales hidrolizan y fermentan compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, conocido como proceso de fermentación ácida; éstos compuestos ácidos son transformados por un segundo grupo de bacterias en gas metano y anhídrido carbónico. El desdoblamiento de los compuestos complejos, hace que estos procesos sean más lentos y que los productos finales no lleguen a una oxidación completa. Estos procesos son usados cuando la cantidad de materia orgánica es muy alta y el suministro de oxígeno se vuelve muy costoso: se utilizan como una depuración preliminar.

Dependiendo de la forma en que estén soportados los microorganismos, existen dos grande tipos de procesos:



❖ **Con microorganismo fijos**

Filtro anaerobio

Filtros percoladores

Biodiscos

❖ **Con microorganismo en suspensión**

Lagunas anaerobias

Lagunas Facultativas

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)

Lagunas aeradas

Lodos activados convencional

Aereación extendida

Zanjas de oxidación

A continuación se describirá los procesos más utilizados:

a) **Filtro Anaerobio**

Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm. de diámetro promedio. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo pueden crear problemas de taponamiento. Puede admitir cargas hasta de 20 kg DQO/m<sup>3</sup> día.

b) ***Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)***

Este reactor se ha difundido en varios países debido a su simplicidad, pues su gran ventaja radica en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo cual significa un ahorro importante; sin embargo el punto débil de éste proceso consiste en la lentitud del arranque del reactor (generalmente de 6 meses): por otro lado, en las aguas residuales domésticas, las variables críticas de diseño son las





hidráulicas tales como la velocidad ascensional, velocidad de paso a través del separador de fases, dispositivos de entrada y salida; y no así la carga orgánica.

c) Filtros Percoladores o Biofiltros

El mecanismo principal de remoción de la materia orgánica de éste sistema no es la filtración sino la absorción y asimilación biológica en el medio de soporte. El efluente del filtro percolador deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. La sedimentación primaria es necesaria antes de los filtros para minimizar los problemas de obstrucción.

d) Biodiscos o Filtros Rotativos

Originalmente este sistema consistía en un tanque por donde fluyen las aguas residuales, previamente decantadas, y en cuyo interior existían una serie de discos de madera con diámetros entre 1 a 3.50 mts, montados sobre un flecha horizontal que permite el giro de los discos; durante el movimiento, cerca del 40% del área superficial de los discos se encontraba sumergida en el agua residual contenida en el tanque; actualmente se utilizan placas de plástico corrugado y otros materiales en vez de los de madera.

Al girar los discos, la película biológica adherida a estos entra en contacto alternadamente con el agua residual que está en el tanque y con el oxígeno atmosférico.

En forma general para utilizar este proceso, el sistema estará constituido por un sedimentador primario, biodiscos y un sedimentador secundario.

e) Lagunas Anaerobias

Generalmente se usan como una primera etapa de depuración: se puede considerar como un gran digestor ya que se le aplican cantidades de materia orgánica o carga orgánica por unidad de volumen, de manera tal que prevalezcan las condiciones anaerobias, es decir ausencia de oxígeno. La eficiencia esperada en éste tipo de



lagunas varía con el tiempo de retención hidráulico; con tiempos de 1 a 5 días se obtienen eficiencias de remoción de DBO de 40 a 60% respectivamente; de acuerdo al R.N.C. [03] se recomienda usar un valor promedio de 50%. La temperatura es uno de los factores que más influencia tiene en éstas unidades, se puede decir que su eficiencia decrece notablemente con valores inferiores a 15°C, por ello la Norma S.090 no recomienda su uso para temperaturas promedio mensuales menores de 15°C. Una desventaja de estas lagunas es la producción eventual de malos olores que impiden su localización en lugares cercanos (menos de 500 mts.) de zonas habitadas. Generalmente son estanques profundos, de 3 a 4 mts. de profundidad.

f) Lagunas Facultativas

Se diseñan con una profundidad que varía normalmente entre 1.50 a 2.50 mts. y una cantidad de materia orgánica o carga orgánica por unidad de superficie que permita el crecimiento de organismos aerobios y facultativos, estos últimos pueden reproducirse tanto en presencia como en ausencia de oxígeno, y algas microscópicas que gracias al fenómeno de la fotosíntesis producen el oxígeno requerido para la estabilización de la materia orgánica presente en el agua residual. Es el tipo de laguna más usado, por su flexibilidad y no producen los posibles olores de las lagunas anaerobias. Como en todos los procesos biológicos, el factor principal que afecta su eficiencia es la temperatura. Las eficiencias esperadas en éstas lagunas van desde 60% hasta 85% en remoción de DBO. La eficiencia en la remoción de bacterias especialmente del grupo coliforme, puede alcanzar valores de 99.99% debido a los tiempos de retención hidráulicos prolongados, valores de períodos de retención superiores a 10 días permiten la remoción total de parásitos. Su gran capacidad de remoción de patógenos sin el uso de desinfección, hacen que las lagunas de estabilización sea la alternativa tecnológica a favorecer en nuestro país caracterizado por una alta incidencia de enfermedades diarreicas y parasitosis.



g) Lagunas Aireadas

En éstas lagunas el oxígeno es suministrado por equipos mecánicos de aireación y también por la actividad fotosintética de las algas y por la transferencia de oxígeno de la interfase aire - agua. Este tipo de lagunas es usado para aumentar la capacidad de las lagunas facultativas sobrecargadas o cuando la disponibilidad de terreno es reducida, generalmente se diseñan con profundidades de 2 a 6 mts. y tiempos de retención de 3 a 10 días. Las eficiencias de remoción de DBO son del orden de 80 al 90%.

h) Otros Sistemas que requieren de aireación

Existen otros sistemas de tratamiento que al igual que las lagunas aireadas requieren de equipamiento para el suministro de oxígeno, estos sistemas son conocidos como lodos activados y existen muchas variantes como aireación extendida y zanjas de oxidación entre otras. El alto costo de inversión, operación y mantenimiento, así como las necesidades de tratamiento de lodos y personal altamente calificado, hacen que cualquier planta de tratamiento con aeración y en general con uso de equipamiento sean tecnologías no apropiadas para nuestra realidad.

#### 5.0.4 Desinfección:

Cuando se descargan aguas residuales tratadas en cuerpos de agua que van a utilizarse, o que pueden ser utilizados como fuentes de abastecimiento público, o para propósitos recreativos se requiere un tratamiento suplementario para destruir los organismo patógenos, a fin de que sean minimos los peligros para la salud debido a la contaminación de dichas aguas, tal tratamiento se conoce como DESINFECCION. Si se utiliza una tecnología distinta a las lagunas de estabilización



debe evaluarse la necesidad de utilizar este proceso en función al impacto en los usos del cuerpo receptor de los efluentes o al reuso de las aguas residuales.

Existen varios métodos de desinfección:

Físicos, tales como: filtración, ebullición, rayos ultravioleta.

Químicos, aplicación de: cloro, bromo, yodo, ozono, iones plata, etc.

### 5.0.5 Tratamiento Terciario:

El tratamiento terciario es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una calidad físico – química – biológica adecuada para el uso al que se destina el agua residual, o para descargas a cuerpos de agua que requieran de remoción de otros compuestos tales como nutrientes y orgánicos o inorgánicos disueltos que no fueron removidos en el tratamiento secundario. Para el caso de las aguas municipales, generalmente no se utiliza el tratamiento terciario, a menos que el reuso de las aguas tratadas tenga alguna aplicación en la industria, y en algunos casos de contaminación de lagos o acuíferos.

A continuación se enumeran algunos procesos:

- ◆ Remoción de sólidos suspendidos:
  - Microcribado
  - Coagulación – floculación
  - Filtros rápidos
  - Filtros con diatomeas
- ◆ Remoción de compuestos orgánicos:
  - Absorción
  - Oxidación Química



- ◆ Remoción de compuestos inorgánicos:
  - Electrodiálisis
  - Intercambio iónico
  - Osmosis inversa
  - Precipitación Química
- ◆ Remoción de nutrientes (nitrógeno):
  - Nitrificación – desnitrificación
  - Desgasificación
  - Cloración al punto de quiebre
- ◆ Remoción de Fósforo:
  - Precipitación con cal
  - Coagulación floculación

#### **5.1.0 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO.**

A continuación se efectuará una comparación relativa entre las alternativas de tratamiento, para la toma de decisión en la selección del proceso que mejor se ajuste a las necesidades de las localidades en estudio y al mismo tiempo tener una idea aproximada del monto de las inversiones requeridas, que involucra cada sistema.

Es importante resaltar que las alternativas de tratamiento que se mencionan no obedecen a las mismas características dentro de los procesos de tratamiento y no entrega la misma calidad de efluente por lo que su selección final principalmente se condiciona a los requerimientos y exigencias de las leyes ambientales, en función de los usos a los cuales se destinen las aguas residuales tratadas y a los usos de los cuerpos receptores de éstas, así como a otros criterios que a continuación se enumeran.



- Objetivo de calidad del efluente
- Requerimientos de equipo y energía
- Tratamiento y disposición de lodos
- Grado de dificultad de la operación y mantenimiento
- Requerimiento de personal para la operación y mantenimiento
- Requerimientos de terreno
- Costos de inversión inicial, operación y mantenimiento

### 5.1.1 Objetivo de Calidad del Efluente

La selección de procesos de tratamiento de aguas residuales debe realizarse como consecuencia de la definición de un objetivo de calidad de los efluentes, este debe ser compatible con los usos del cuerpo receptor aguas abajo de la descarga de los efluentes o en el caso del reuso de aguas residuales por ejemplo para el riego de cultivos, la calidad de los efluentes será determinada según el tipo de cultivo.

La Ley General de Aguas (Ley N° 17722 / DS N° 261-69-AP / DS N° 007-83-SA) establece límites máximos y mínimos en función al uso de los cuerpos de agua; las descargas de las aguas residuales tratadas, deben provocar un impacto tal que no sobrepasen los valores establecidos en el reglamento de la Ley. A continuación se señala la clasificación existente y se indican en el Cuadro N° 92 los valores límites correspondientes a cada clasificación, así como de los parámetros más importantes relacionados a las aguas residuales domésticas.



### Clasificación de los cursos de agua y de las zonas costeras del país

- USO I : Aguas de abastecimiento doméstico con simple desinfección.
- USO II : Aguas de abastecimiento doméstico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulación, sedimentación, filtración y coloración aprobados por el Ministerio de Salud.
- USO III : Aguas para el riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales.
- USO IV : Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares).
- USO V : Aguas de zonas de pesca de mariscos bivalvos.
- USO VI : Aguas de zonas de preservación de fauna acuática y pesca recreativa o comercial.

Los límites de calidad para cada tipo de uso señalados en la reglamentación de la Ley General de Aguas son los siguientes:

**CUADRO N° 94**  
**LIMITES DE CALIDAD DE AGUA PARA CADA TIPO DE USO SEGÚN LA**  
**LEY GENERAL DE AGUAS**

Parámetro	USOS					
	I	II	III	IV	V	VI
Coliformes Totales (NMP/100 ml)	8.8	20,000	5,000	5,000	1,000	20,000
Coliformes Fecales (NMP/100 ml)	0	4,000	1,000	1,000	200	4,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO (mg/l)	5	5	15	10	10	10
Oxígeno Disuelto OD (mg/l) **	3	3	3	3	5	4

( \*\* ) : Valor mínimo

**Fuente:** Ley General de Aguas ( Ley N° 17722 / DS N° 261-69-AP / DS N° 007-83-SA)



En caso de que el proyecto de tratamiento planteara el reuso de aguas residuales en actividades agropecuarias, deberá garantizarse un nivel de calidad adecuado en función del tipo de cultivo, a fin de no provocar riesgos para la salud de la población que consuma los productos irrigados o tenga contacto con las áreas de reuso.

En los métodos convencionales de tratamiento de aguas residuales se acentúa la reducción o la eliminación de la demanda bioquímica de oxígeno y de los sólidos en suspensión, en tanto en que el tratamiento de aguas residuales para aprovechamiento se exige la eliminación de agentes patógenos como principal objetivo del tratamiento de dichas aguas. Uno de los organismos patógenos de más interés para aprovechamiento de las aguas residuales son los helmintos, los cuales son de difícil remoción por los métodos convencionales. Cuando se quiera diseñar la planta de tratamiento para fines de aprovechamiento se debe plantear primero hasta que punto se debe eliminar los agentes patógenos excretados.

De acuerdo a la Ley General de Aguas, en su capítulo VIII establece que los vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos en la alimentación, no podrán ser regados con aguas servidas con o sin tratamiento.

Para los otros tipos de cultivo, los niveles de tratamiento requeridos para permitir el uso de efluentes de plantas de tratamiento, la Ley establece lo consignado en el Cuadro N° 95 que a continuación se muestra.





**CUADRO N° 95**  
**NIVELES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES REQUERIDOS**  
**PARA DIVERSOS TIPOS DE CULTIVO SEGÚN LA LEY GENERAL DE AGUAS**

TIPO DE CULTIVO	NIVEL DE TRATAMIENTO
Cultivos Industriales: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Caña de Azucar</li> <li>• Otros empleados en la alimentación humana sometidos a procesos industriales y esterilización</li> <li>• Algodón, maíz y especies forestales</li> </ul>	Tratamiento previo (preliminar)  Tratamiento primario  Tratamiento primario
Frutales de cultivo no rastreros y tubérculos	Tratamiento secundario
Forraje para ganado, alfalfa, gramalote, chala, etc.	Tratamiento secundario

Teniendo en cuenta que el grado de tratamiento de acuerdo al uso de las aguas tratadas es un factor importante en la selección de uno u otro proceso, se muestra en el Cuadro N° 96 los Grados de Tratamiento alcanzados según diferentes procesos, el mismo que nos servirá como guía para la posterior elección del sistema de tratamiento adecuado.

Se considera pues que el grado de tratamiento que se le va a dar a las aguas residuales no es un parámetro aislado, si no por el contrario tiene estrecha relación con el cuerpo receptor de dichas aguas tratadas, que puede ser un arroyo, río, lago o mar; debiendo evaluarse pues el impacto de la descarga en la calidad de las aguas del cuerpo receptor.

GRADO DE TRATAMIENTO ALCANZADO SEGÚN DIFERENTES PROCESOS

Unidades de Tratamiento o Combinaciones	EFICIENCIA DE REMOCION ( % )							
	DBO <sub>5</sub> ( 1 )	DQO ( 2 )	SST ( 3 )	P <sub>TOTAL</sub> ( 4 )	N <sub>ORG.</sub> ( 5 )	NH <sub>3</sub> ( 6 )	BACTERIAS	COLIFORMES
1. Tratamiento Preliminar	Pequeña(a) <sup>1/</sup> 5 - 10 (b)	Pequeña(a) <sup>1/</sup>	Pequeña(a) <sup>1/</sup> 5 - 20 (b)	Pequeña(a) <sup>1/</sup>	Pequeña(a) <sup>1/</sup>	Pequeña(a) <sup>1/</sup>	Pequeña (a) 10 - 20 (b)	Pequeña (a)
2. Sedimentación Primaria	30 - 40 (a) 25 - 40 (b) 25 - 40 (c)	30 - 40 (a)	50 - 65 (a) 40 - 70 (b) 40 - 70 (c)	10 - 20 (a)	10 - 20 (a)	0 (a)	25 - 75 (b) 25 - 75 (c)	40 - 60 (b)
3. Lodo Activado Convencional	80 - 85 (a) 75 - 95 (b) 70 - 98 (c)	80 - 85 (a)	80 - 90 (a) 85 - 95 (b) 85 - 98 (c)	10 - 25 (a)	15 - 50 (a)	8 - 15 (a)	90 - 98 (b) 95 - 98 (c)	
4. Filtro Percolador de Alta Tasa	60 - 80 (a) 65 - 90 (b) 60 - 85 (c)	60 - 80 (a)	60 - 85 (a) 65 - 92 (b) 70 - 90 (c)	8 - 12 (a)	15 - 50 (a)	8 - 15 (a)	70 - 90 (b) 90 - 95 (c)	80 - 90 (b)
5. Lagunas de Estabilización <sup>2/</sup>	90 (b) 75 - 95 (c) 78 (d) <sup>3/</sup>	70 (d) <sup>4/</sup>	90 - 99 (c) 62 (d) <sup>5/</sup>	41 (d) <sup>6/</sup>	45 (d) <sup>6/</sup>		99 (b) 90 - 95 (c)	99.99 (d) <sup>6/</sup>
6. Zanjas de Oxidación	92 - 95 (b)		95 - 98 (b)		60 - 75 (b)			98 - 99 (b) (con cloración)
7. Desinfección Cloración de AR cruda o decantada Cloración de AR de efluentes secundarios	Pequeña 15 - 30 (b)	Pequeña	Pequeña	Pequeña	Pequeña	90 - 95 (b) 98 - 99 (b)	80 - 99 (b)	
8. Coagulación y Sedimentación - Después de (1) ó (3) ó (4)	40 - 70 (a) 50 - 85 (b) 50 - 85 (c) 40 - 70 (e)	40 - 70 (a) 30 - 60 (e)	50 - 80 (a) 70 - 90 (b) 70 - 90 (c) 80 - 90 (e)	70 - 90 (a)	50 - 90 (a)	0 (a)	40 - 80 (b) 40 - 80 (c) 80 - 90 (e)	60 - 90 (b)

(1) : Demanda Bioquímica de Oxígeno

(2) : Demanda Química de Oxígeno

(3) : Sólidos Sedimentables

<sup>1/</sup> : La remoción de DBO o DQO puede variar si se emplea un desmenuzador y/o lavado de arenas. Sin estos medios la remoción de DBO<sub>5</sub> puede ser de 0-5% y la SST de 5-10%

<sup>2/</sup> : Lagunas de estabilización formando un sistema de lagunas

<sup>3/</sup> : Eficiencias obtenidas de tres lagunas en serie (primaria + secundaria + terciaria)

(a) : Datos tomados del libro de Syed R. Qasim, "Wastewater Treatment Plants"

(b) : Datos tomados del libro de Constantino Arruda Pessoa y Eduardo Pacheco Jordao, "Tratamiento de Esgotos Domésticos", Rio de Janeiro, ABES, 1982

(c) : Datos tomados de la publicación de Fabián Yañez, "Criterios de Selección para alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales", CEPIS, 1976

(d) : Datos tomados del resumen ejecutivo del proyecto de investigación "Reuso en Acuicultura de las Aguas Residuales Tratadas en las Lagunas de Estabilización de San Juan", CEPIS, 1991

(e) : Datos tomados de los manuales del curso sobre "Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales", CNA-IMTA, Mexico. Agosto/1993

(4) : Fósforo

(5) : Nitrógeno

(6) : Amoniaco





En los estudios de campo casi siempre no será posible realizar una investigación sobre las capacidades de asimilación de los cuerpos receptores, que permitan aplicar modelos matemáticos de predicción de la calidad de agua en ríos o arroyos, lo que sugiere una selección del modelo, investigación de constantes para calibrar el modelo, etc. Por tal motivo para la estimación del impacto en la calidad del cuerpo receptor se debe recurrir a Modelos Simplificados.

- **Modelo Simplificado de Calidad de Agua**

El Modelo Simplificado se aplica a los parámetros tradicionales: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), y Coliformes Fecales (CF) o Coliformes termotolerantes.

El modelo se basa en la aplicación de un simple balance de masas para los parámetros de DBO y CF; para la aplicación de éste modelo se requiere de la siguiente información:

1. Caudal de estiaje del río o arroyo.
2. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) del agua residual.

***Cálculo de la Demanda Bioquímica de oxígeno (DBO) del agua residual***

La DBO del agua residual será calculada utilizando la siguiente expresión:

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000}$$

$$DBO_{AR} = \frac{C}{Q_{DISEÑO} * 0.0864}$$

Donde:

C : Carga orgánica, en kg DBO/día

Población : Población, en habitantes.

Contribución Percápita: En gr DBO/ hab. día



$Q_{\text{DISEÑO}}$  : Caudal de diseño a ser tratado, en lts./seg.

$DBO_{\text{AR}}$  : Demanda bioquímica de oxígeno del agua residual, en mg/lt.

La contribución per cápita de acuerdo a la Norma S090 del R.N.C., puede establecerse en **50 gr. DBO/ hab. día**.

En cuanto al caudal de diseño para el sistema de tratamiento, el R.N.C. establece, que para sistemas que incluyen aguas pluviales y aguas domésticas, el diseño deberá realizarse con el caudal correspondiente al **Caudal máximo horario de desagüe**.

3. DBO del río o arroyo, de no contar con ésta información asumir que el río tiene un bajo nivel de contaminación y que la DBO es igual o menor que 2mg/lt.
4. Coliformes Fecales (CF) del agua residual cruda, de no existir ésta información asumir que tanto para aguas residuales crudas como para efluentes de tanques Imhoff el nivel de coliformes fecales es de  $10^8$  CF/100 ml.
5. CF del río o arroyo, de no contar con ésta información asumir que el río tiene un nivel bajo de contaminación y que los CF tiene un valor igual o menor que 10 CF/ 100 ml.

Con la información indicada en el ítem anterior se debe calcular la concentración de los contaminantes DBO y CF en el río luego de producida la descarga de aguas residuales ( $DBO_{(\text{mezcla})}$  y  $CF_{(\text{mezcla})}$ ), para ello se aplica un simple balance de masas expresado por las siguientes ecuaciones:



$$DBO_{(mezcla)} = \frac{DBO_{RIO} \cdot Q_{RIO} + DBO_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} \cdot Q_{RIO} + CF_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

Donde:

- $DBO_{(mezcla)}$  : Demanda Bioquímica de Oxígeno de la mezcla, (mg/l)  
 $DBO_{RIO}$  : Demanda Bioquímica de Oxígeno del río, (mg/l)  
 $DBO_{AR}$  : Demanda Bioquímica de Oxígeno del agua residual, (mg/l)  
 $CF_{(mezcla)}$  : Coliformes Fecales de la mezcla, (NPM/100ml)  
 $CF_{RIO}$  : Coliformes Fecales del río, (NPM/100ml)  
 $CF_{AR}$  : Coliformes Fecales del agua residual, (NPM/100ml)  
 $Q_{RIO}$  : Caudal de estiaje del río.  
 $Q_{AR}$  : Caudal de las aguas residuales.

Los valores de  $DBO_{(mezcla)}$  y  $CF_{(mezcla)}$  deben compararse con los niveles máximos de DBO y CF establecidos por el Reglamento de la Ley General de Aguas para cada tipo de uso. Si las concentraciones de DBO y/o CF en la mezcla excedieran los valores fijados por la Ley, entonces se estimará las eficiencias de remoción requeridas para no sobrepasar dichos límites, mediante las siguientes expresiones:

$$ER_{DBO} (\%) = \frac{DBO_{AR} - DBO_{\text{máxima en efluente}}}{DBO_{AR}} * 100$$

$$ER_{CF} (\%) = \frac{CF_{AR} - CF_{\text{máxima en efluente}}}{CF_{AR}} * 100$$

Donde:

- $ER_{DBO}$  : Eficiencia de remoción requerida por DBO, en (%).  
 $ER_{CF}$  : Eficiencia de remoción requerida por CF, en (%).



$DBO_{(m\acute{a}xima\ en\ efluente)}$  : Demanda Bioquímica de Oxígeno máxima en efluente, que depende de los límites establecidos por la Ley General de Aguas, en (mg/l).

$DBO_{AR}$  : Demanda Bioquímica de Oxígeno del agua residual, en (mg/l).

$CF_{(m\acute{a}xima\ en\ efluente)}$  : Coliformes Fecales máxima en efluente, depende directamente de los valores límites establecidos por la Ley General de aguas, en (NPM/100ml).

$CF_{AR}$  : Coliformes Fecales del agua residual, (NPM/100ml).

Las eficiencias de remoción requeridas, son las que se deben lograr en el sistema de tratamiento elegido, por cuanto ello garantizará un adecuado balance del cuerpo receptor, y por ende mejores condiciones de salubridad para las poblaciones vecinas ubicadas aguas debajo de las descargas.

### 5.1.2 De los otros Criterios de Selección

Los otros criterios de selección mencionados anteriormente, son características particulares de cada tipo de tratamiento, los mismos que son comparados en los Cuadros N° 97 y N° 98, y los que nos brindarán una mayor amplitud en el conocimiento de las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

CUADRO N° 97

#### COSTOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (US\$/M<sup>3</sup> DE AGUA RESIDUAL TRATADA)

TIPO DE TRATAMIENTO	COSTO DE CAPITAL (\$ / M <sup>3</sup> )	COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO (\$ / M <sup>3</sup> )	COSTO TOTAL (\$ / M <sup>3</sup> )
Primario	0.10	0.05	0.15
Biológico	0.15 - 0.20	0.05 - 0.10	0.20 - 0.30
Químico	0.12 - 0.13	0.07 - 0.08	0.19 - 0.21
Remoción de Nutrientes	0.17 - 0.28	0.10 - 0.16	0.27 - 0.44
Lagunas de Estabilización	0.01 - 0.04	0.006 - 0.018	0.016 - 0.058



CUADRO N° 98

CARACTERISTICAS DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MAS COMUNES

TIPO DE PLANTA	NIVEL DE TRATAMIENTO	OBJETIVOS DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO	PROCESOS PREVIOS REQUERIDOS	DISPONIBILIDAD DE TERRENO	COSTOS		GRADO DE DIFICULTAD EN OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
					CONSTRUCCION	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
TANQUE IMHOFF	PRIMARIO	REMOCION DE SS Y DBO	REJILLAS Y DESARENADOR	MENOR	BAJOS	BAJOS	MINIMO
SEDIMENTADOR PRIMARIO	PRIMARIO	REMOCION DE SS <sup>b/</sup>	REJILLAS Y DESARENADOR	MENOR	BAJOS	MEDIOS	MEDIO <sup>c/</sup>
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	SECUNDARIO	REMOCION DE DBO REMOCION DE PATOGENOS	NINGUNO	MAYOR	BAJOS	BAJOS	MINIMO
ZANJAS DE OXIDACION	SECUNDARIO	REMOCION DE DBO	REJILLAS, DESARENADOR, SEDIMENTADOR PRIMARIO <sup>d/</sup>	MENOR	MEDIOS	MEDIOS	MEDIO <sup>c/</sup>
LAGUNAS AIREADAS	SECUNDARIO	REMOCION DE DBO	REJILLAS, DESARENADOR, SEDIMENTADOR PRIMARIO <sup>d/</sup>	MENOR	MEDIOS	MEDIOS	MEDIO <sup>e/</sup>
FILTROS PERCOLADORES	SECUNDARIO	REMOCION DE DBO	REJILLAS, DESARENADOR, SEDIMENTADOR PRIMARIO <sup>d/</sup>	MENOR	ALTOS	ALTOS	ALTO <sup>c/</sup>
LODOS ACTIVADOS	SECUNDARIO	REMOCION DE DBO	REJILLAS, DESARENADOR, SEDIMENTADOR PRIMARIO <sup>d/</sup>	MENOR	ALTOS	ALTOS	ALTO <sup>c/</sup>

<sup>a/</sup> DBO=Demanda Bioquímica de Oxígeno; SS=Sólidos Sedimentables

<sup>b/</sup> En forma indirecta se remueve DBO

<sup>c/</sup> Requiere manejo y disposición de lodos

<sup>d/</sup> Requiere de sedimentador secundario y cloración (procesos posteriores)

<sup>e/</sup> Requiere mantenimiento periódico para remover y disponer lodos acumulados



## 5.2.0 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD.

Conocido las características principales de los más usuales procesos de tratamiento de aguas residuales y los criterios para la selección más adecuada, se procederá a describir los parámetros adoptados para la elección del sistema de tratamiento.

- Siendo la agricultura la actividad con mayor porcentaje a la cual se dedican los pobladores de las ciudades de Luya y Lámud, sumado a la precaria condición actual del único canal de irrigación existente, eventualmente en las épocas de verano se ha considerado como factible usar las aguas residuales tratadas; por lo tanto de acuerdo a la Ley General de Aguas se le asignaría como aguas de **USO TIPO III**, cabe mencionar además que las aguas del río Jucusbamba donde se descargará el efluente tratado, son utilizadas posteriormente como zona recreativa, por lo que también debería cumplir con las exigencias del **USO TIPO IV**.
- En las áreas donde se pretende usar las aguas residuales tratadas como fuentes de irrigación, se cultiva por lo general maíz, tubérculos, forraje para ganado y alfalfa, por lo tanto observando el Cuadro N° 95, sobre el Nivel de Tratamiento requerido para la irrigación de dichos cultivos, la mayor exigencia corresponde a un **Nivel de Tratamiento Secundario**.
- Definido el Nivel de tratamiento requerido, y teniendo en cuenta el Cuadro N° 97 y N° 98 se observa claramente las ventajas que ofrece las **Lagunas de Estabilización** frente a los otros tratamientos de nivel secundario; cabe mencionar además, que la disponibilidad de terreno en el caso de nuestro proyecto no es una variable de alta incidencia.





- Por lo tanto el Sistema de Tratamiento adoptado corresponde a las **Lagunas de Estabilización**, y que existiendo diversos tipos de éstas, a continuación se elegirá alguna o una combinación de ellas, para ello evaluaremos el cuerpo receptor de agua utilizando el Modelo Simplificado de Calidad de Agua.

### 5.3.0 DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN LA CIUDAD DE LUYA.

#### 5.3.1 Evaluación del Cuerpo Receptor de Agua

En primer lugar calcularemos, la DBO del agua residual con las expresiones descritas anteriormente, para lo cual se cuenta con los siguientes datos:

- Población : 3030 habitantes, establecido en el Capítulo III, ítem 3.3.4
- Contribución Percápita : 50 gr. DBO / hab. día, de acuerdo al R.N.C.
- $Q_{\text{DISEÑO}}$  : 10.52 lts./seg., que es el correspondiente al caudal de aguas servidas mostradas en el Cuadro N° 64 del Capítulo IV.

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000} = \frac{3030 * 50}{1000}$$

$$C = 151.50 \text{ kg DBO / día}$$

$$DBO_{AR} = \frac{C}{Q_{\text{DISEÑO}} * 0.0864} = \frac{151.50}{10.52 * 0.0864}$$

$$DBO_{AR} = 166.68 \text{ mg/lit.}$$

Los otros datos con que se cuenta para la evaluación del cuerpo receptor son los siguientes:

- ◆ Caudal de estiaje del río : 540 lts./seg.
- ◆  $DBO_{\text{RIO}}$  : 2 mg/lit.



◆  $CF_{RIO}$  : 10 NPM/ 100 ml

◆  $CF_{AR}$  :  $1 * 10^8$  NPM/ 100 ml.

Cálculo del  $DBO_{(mezcla)}$  y  $CF_{(mezcla)}$

$$DBO_{(mezcla)} = \frac{DBO_{RIO} \cdot Q_{RIO} + DBO_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}} = \frac{2 * 540 + 166.68 * 10.52}{540 + 10.52}$$

$$DBO_{(mezcla)} = 5.15 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} \cdot Q_{RIO} + CF_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}} = \frac{10 * 540 + 10^8 * 10.52}{540 + 10.52}$$

$$CF_{(mezcla)} = 1.91 * 10^6 \text{ NPM/ 100 ml}$$

La Ley General de Aguas para los usos tipo III y IV establece los siguientes valores máximos permisibles:

$$DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/ 100 ml}$$

Comparando ambos valores:

$$DBO_{(mezcla)} = 5.15 \text{ mg/lit.} < DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.} \quad \text{OK!}$$

$$CF_{(mezcla)} = 1.91 * 10^6 \text{ NPM/100 ml} > CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/100 ml} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Observando las comparaciones, podemos establecer que no se requiere tratamiento por DBO, si no por el contrario el diseño está gobernado por la tasa de Coliformes Fecales, frente a ello, analizando las diversas Lagunas de Estabilización, son las Lagunas Facultativas, las que tienen una alta eficiencia en la remoción de bacterias especialmente del grupo coliforme, por lo tanto para la ciudad de Luya, el Sistema de tratamiento definido corresponde a **Lagunas Facultativas**.



### 5.3.2 Cálculo de la Eficiencia de Remoción Requerida por Coliformes

El  $CF_{(mezcla)}$  máximo permisible de acuerdo al R.N.C. es igual a 1000 NPM/ 100 ml.

Considerando en primera instancia que no se va a tener pérdidas por infiltración y evaporación en las lagunas, se puede aceptar que:

$$Q_{EFLUENTE} = Q_{DISEÑO} = 10.52 \text{ lts./seg.}$$

Por lo tanto calcularemos el parámetro de coliformes fecales que el efluente ( $CF_{EFLUENTE}$ ) deberá tener luego del tratamiento, entonces:

$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} \cdot Q_{RIO} + CF_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}} \Rightarrow 1000 = \frac{10 \cdot 540 + CF_{EFLUENTE} \cdot 10.52}{540 + 10.52}$$

$$CF_{EFLUENTE} = 5.18 \cdot 10^4 \text{ NPM/ 100 ml}$$

De acuerdo a ello la Eficiencia de remoción requerida será:

$$ER_{CF} (\%) = \frac{CF_{AR} - CF_{m\acute{a}xima \text{ en efluente}}}{CF_{AR}} \cdot 100 = \left( \frac{10^8 - 5.18 \cdot 10^4}{10^8} \right) \cdot 100$$

$$ER_{CF \text{ requerida}} = 99.95\%$$

### 5.3.3 Diseño de la Estructura de Rebose para el caso de Aguas Pluviales

Tal y como lo establece la Norma S.090, para aquellos sistemas de alcantarillado que incluyen aportes de aguas pluviales, antes del ingreso de la planta se considerará un sistema de rebose para que funcione cuando el caudal sobrepase el caudal máximo horario de diseño de la planta.

El sistema de rebose considerado, es una estructura que se asemeja a un puente por el cual se conducirá caudales inferiores e iguales al caudal máximo horario de desagüe, y debajo de ella se construirá un canal colector por el cual discurrirán los excesos del caudal de diseño hacia el cuerpo receptor.

- ❖ Para la estructura superior se ha considerado un canal semicircular de concreto armado, que para el caso del caudal máximo horario trabaje a tirante máximo, esto es a  $D/2$ .



El diámetro del canal semicircular adoptado es  $D=0.20$  mts., por lo tanto se cuenta con los siguientes datos:

- Caudal de diseño :  $Q = 10.52$  lts./seg.
- Tirante considerado :  $Y = \frac{D}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10$  mts.
- Radio Hidráulico :  $R_H = \frac{D}{4} = \frac{0.20}{4} = 0.05$  mts.
- Coeficiente de Rugosidad :  $n = 0.013$
- Area de sección :  $0.0157$  m<sup>2</sup>

En base a los valores arriba indicados, es posible calcular la pendiente del canal semicircular adoptado.

$$S = \left( \frac{Q \times n}{A \times (R_H)^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{0.01052 \times 0.013}{0.0157 \times (0.05)^{2/3}} \right)^2 = 0.00412 \text{ m/m} = 4.12 \%$$

Calculando la velocidad con el que el flujo discurre:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01052}{0.0157} = 0.67 \text{ m/s.}$$

$$V = 0.67 \text{ m/s} > V_{\text{minima}} = 0.60 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

- ❖ El canal colector ubicado por debajo de la canaleta semicircular, tomará el caudal en exceso, que corresponde al **caudal de aguas pluviales**, y será diseñado teniendo en cuenta que su velocidad mínima es de  $0.75$  m/s, como lo establece el R.N.C. Para el diseño de ésta estructura se consideró un canal rectangular y los siguientes valores:

- Caudal en exceso :  $Q = 40.54 - 10.52 = 30.02$  lts./seg.,  
(lluvia)
- Ancho del canal :  $b = 0.35$  mts.
- Pendiente :  $S = 4.50$  ‰
- Coeficiente de rugosidad:  $n = 0.013$



Con dichos valores y utilizando la ecuación de Manning, se obtuvo:

- Tirante : 0.1033 mts.  $\cong$  0.10 mts.

- Velocidad : 0.83 m/s.

#### 5.3.4 Diseño de la Cámara de Rejas

Se ha considerado una estructura de rejas al ingreso de la planta de tratamiento, siguiendo la recomendación del R.N.C., el mismo que servirá como un pre - tratamiento a las aguas residuales, y poder remover de ésta manera sólidos flotantes como latas, trozos de madera, animales ahogados, entre otros.

Las fórmulas y consideraciones a emplear son las mismas que las descritas en el acápite correspondiente a las Cámaras de Rejas diseñadas para las Estaciones de Bombeo.

\* De los Caudales:

$$Q_{\max} = 10.52 \text{ lps.} = 0.01052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = 2.10 \text{ lps} = 0.0021 \text{ m}^3/\text{s}$$

\* Datos del canal semicircular de descarga:

- Diámetro : 0.20 mts.
- Tirante : 0.10 mts.
- Velocidad : 0.67 mts.
- Pendiente :  $4.12 \cdot 10^{-3}$
- Cota de descarga: 2322.98 mts.

Considerando:

Espesor de barra:  $t = \frac{1}{4}''$

➤ Separación de barras:  $a = 1''$



- Cálculo de la eficiencia:

$$t = \frac{a}{a+t} = \frac{1}{1 + \frac{1}{4}} = 0.80$$

- Considerando una velocidad de barras limpias:  $V = 0.75 \text{ m/s.}$
- Asumiendo un ancho de canal:  $b = 0.35 \text{ mts.}$
- El número de barras a usar será:

$$N = \frac{b-a}{e+a} = \frac{0.35 - 0.0254}{0.0254 + \frac{0.0254}{4}} = 10.22$$

$$N = 10 \text{ barras.}$$

- Cálculo del área útil:

$$A_U = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{paso}}} = \frac{0.01052}{0.75} = 0.0140 \text{ m}^2$$

- Cálculo del área del canal aguas arriba de la reja:

$$A_T = \frac{0.0140}{0.80} = 0.0175 \text{ m}^2$$

- Cálculo del tirante:

$$y = \frac{0.0175}{0.35} = 0.05 \text{ m}$$

- Cálculo del radio hidráulico:

$$R_H = \frac{0.0175}{2 \times 0.05 + 0.35} = 0.0389 \text{ m}$$

- Hallamos la pendiente "S" con la ecuación de Manning:

$$S = \left( \frac{Q \times n}{A \times (R_H)^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{0.01052 \times 0.013}{0.0175 \times (0.0389)^{2/3}} \right)^2 = 0.0046 \text{ m/m} = 4.60 \text{ ‰}$$



- Verificación de la velocidad para: Caudal máximo y mínimo utilizando la ecuación de Manning, y teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

$$Q_{\max} = 10.52 \text{ lps.}$$

$$Q_{\min} = 2.10 \text{ lps}$$

$$b = 0.35 \text{ mts.}$$

$$n = 0.013$$

$$S = 4.60 \%$$

Se obtiene:

$$\text{Para } Q_{\max}, \quad V = 0.60 \text{ m/s.} > V_{\minima} = 0.30 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Para } Q_{\min}, \quad V = 0.33 \text{ m/s.} > V_{\minima} = 0.30 \text{ m/s} \quad \text{OK!}$$

- Cálculo de la pérdida de carga:

Para barras limpias:

$$h_f = 1.43 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{1.43 [(0.75)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.015 \text{ mts}$$

Para barras con 50% sucias:

$$V' = 2 \times 0.75 = 1.50 \text{ mts.}$$

$$h_f = 1.43 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \Rightarrow h_f = \frac{1.43 [(1.50)^2 - (0.60)^2]}{2 \times 9.80} = 0.14 \text{ mts}$$

### Diseño de Vertedero en Canal By - Pass

Asumiendo un  $L_v = 0.30 \text{ mts}$ , se tiene que la carga sobre ella será:

$$H = \left( \frac{Q}{1.71 \times L_v} \right)^{2/3} \Rightarrow H = \left( \frac{0.01052}{1.71 \times 0.30} \right)^{2/3} = 0.075 \text{ mts.}$$



### **Diseño de Canal By – Pass**

Considerando un ancho de canal  $b = 0.30$  mts. , una pendiente  $S = 6.50 \%$  ,  $n = 0.013$ , para un caudal máximo horario ,  $Q = 0.01052$  m<sup>3</sup>/seg. , y utilizando la ecuación de Manning se obtiene:

- Tirante : 0.05 mts.

- Velocidad : 0.70 m/s.

#### **5.3.5 Diseño de Medidor Parshall**

La norma S090, exige que luego de la estructura de rejas se debe incluir un medidor de caudal de régimen crítico, siendo el Medidor Parshall uno de los sugeridos. En efecto el medidor en descripción tiene gran versatilidad, dado que puede medir caudales desde los 10 l/seg. a los 100 m<sup>3</sup>/seg., con una precisión que no sobrepasa un margen de error del 5%.

Debido a la gran aceptación y difusión a nivel mundial con que cuenta el Medidor Parshall, se han establecido medidas Estándar en función de los caudales mínimos y máximos que se espera discurra por el medidor, dichas medidas se consignan en la Tabla N° X.

En el caso de nuestro proyecto se espera que los caudales discurran entre los siguientes límites:

$$Q_{\min} = 2.10 \text{ lps} = 0.0021 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = 10.52 \text{ lps.} = 0.01052 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tomando en consideración los caudales arriba mencionados, la Tabla N° X y los Gráficos que la acompañan, las medidas adoptadas para el Medidor Parshall en centímetros, son:



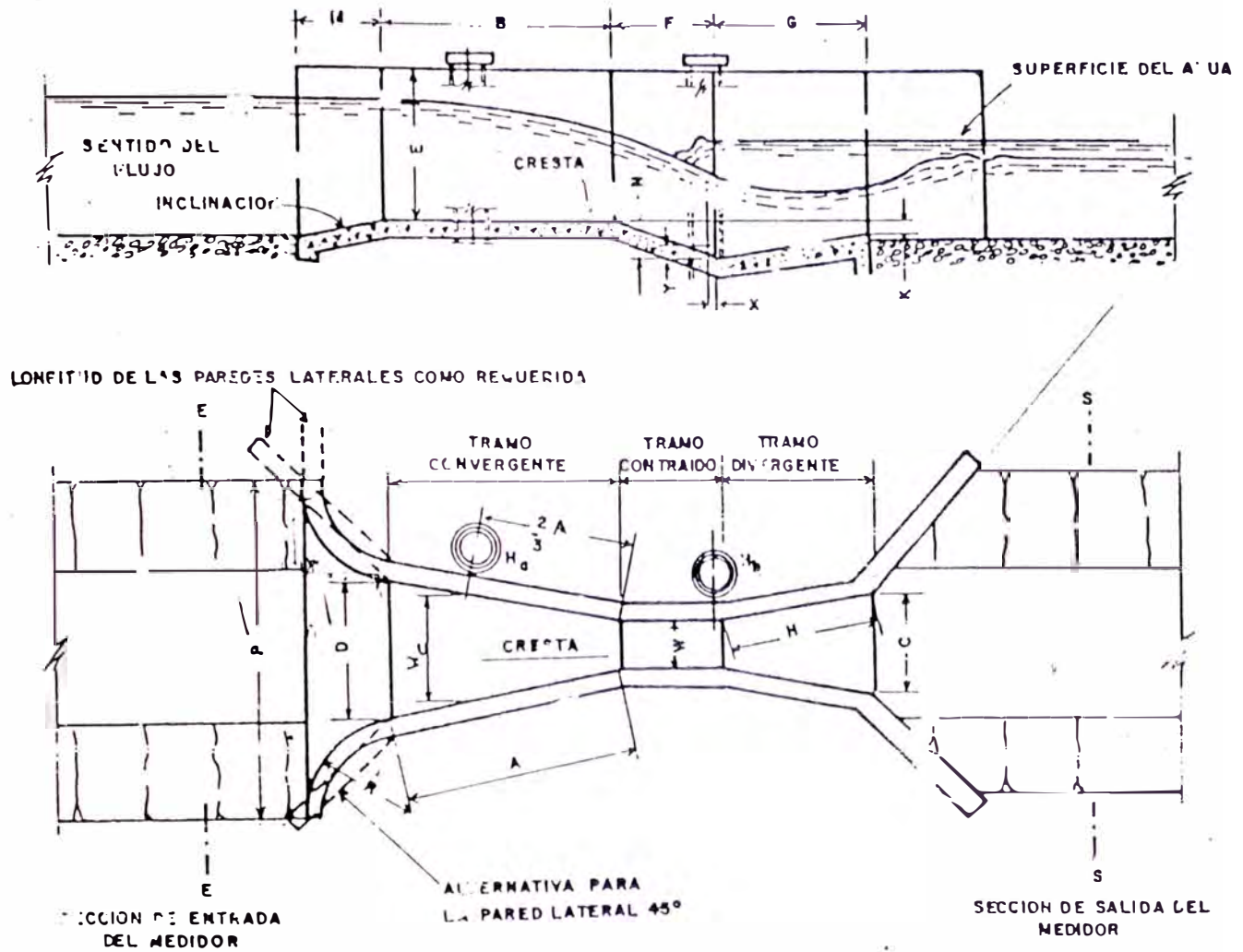


Fig. 1.1 Medidor Parshall.

TABLA X-1  
 DIMENSIONES (EN CM) Y CAUDALES (EN M<sup>3</sup>/S) DE LOS MEDIDORES PARSHALL

A	W	A	2/3 A	W <sub>c</sub>	B	C	D	E	F	G	K	H	R	M	P	X	Y	Caudal	
																		Flujo Libre	Min. M <sup>3</sup> /s.
7	7.6	46.7	31.1	19.8	45.7	17.8	25.9	61.0	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8	0.0008	0.0538
15	15.2	62.1	41.4	31.5	61.0	39.4	39.7	61.0	30.5	61.0	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	7.6	7.6	0.0014	0.1104
22	22.9	88.0	58.7	46.0	86.4	38.1	57.5	76.2	40.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108.0	7.6	7.6	0.0025	0.2520
30	30.5	137.2	91.4	66.5	134.3	61.0	84.5	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	149.2	7.6	7.6	0.0031	0.4559
45	45.7	144.8	96.5	83.6	134.3	76.2	102.6	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	157.6	7.6	7.6	0.0042	0.6966
60	61.0	152.4	101.6	120.3	149.5	91.4	149.9	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	185.4	7.6	7.6	0.0119	0.9373
90	91.5	167.6	111.8	135.3	164.5	121.9	157.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	50.8	38.1	224.3	7.6	7.6	0.0173	1.4272
20	121.9	182.9	121.9	169.8	179.4	152.4	193.7	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	271.1	7.6	7.6	0.0368	1.9227
30	152.4	198.1	132.1	204.3	194.3	182.9	230.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	308.0	7.6	7.6	0.0453	2.4239
80	182.9	213.4	142.3	238.8	209.2	213.4	266.7	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	344.2	7.6	7.6	0.0736	2.9308
10	213.4	228.6	152.4	273.3	224.2	243.8	303.2	91.4	61.0	91.4	7.6	22.9	61.0	45.7	381.0	7.6	7.6	0.0750	3.4177
140	243.8	243.8	162.6	307.7	239.1	274.3	339.7	91.4	61.0	91.0	7.6	22.9	61.0	45.7	417.2	7.6	7.6	0.0991	3.9508



$I_d$ : 7.00	$W$ : 7.60	$A$ : 46.70	$2/3 A$ : 31.10
$W_c$ : 19.80	$B$ : 45.70	$C$ : 17.80	$D$ : 25.90
$E$ : 61.00	$F$ : 15.20	$G$ : 30.50	$K$ : 2.50
$N$ : 5.70	$R$ : 40.60	$M$ : 30.50	$P$ : 76.80
	$X$ : 2.50	$Y$ : 3.80	

### 5.3.6 Diseño de las Lagunas Facultativas

#### 5.3.6.1 DESCRIPCION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO EN LAGUNAS FACULTATIVAS

##### 1.- Carga Orgánica ( C )

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000}$$

Donde:

- $C$  : Carga orgánica, en kg DBO/día
- Población : Población de diseño, en habitantes.
- Contribución Pércapita : En gr DBO/ hab. día

##### 2.- Carga Superficial de Diseño ( $C_d$ )

$$C_d = 250 * 1.05^{T-20}$$

Donde:

- $C_d$  : Carga Superficial de diseño, en kg DBO/día
- $T$  : Temperatura del agua promedio del mes más frío, en °C.

El R.N.C. establece, que en caso no exista ningún dato sobre la temperatura del agua, entonces se usará la temperatura promedio del aire del mes más frío.



### 3.- Area Superficial requerida para Lagunas ( $A_t$ )

Relaciona los parámetros de Carga orgánica (  $C$  ) y la Carga superficial de diseño (  $C_d$  ), obteniendo el área requerida por las Lagunas en Hectáreas (Ha).

$$A_t = \frac{C}{C_d}$$

Donde:

- $C$  : Carga orgánica, en kg DBO/día  
 $C_d$  : Carga Superficial de diseño, en kg DBO/día

### 4.- Tasa de Acumulación de Lodos(TAL)

El R.N.C. establece por ejemplo que para el caso de las lagunas anaerobias que corresponde a un tratamiento primario, la acumulación de lodo se calculará con un aporte no menor de 0.04 m<sup>3</sup>/hab. /año.

De acuerdo a la Referencia [18], sugiere considerar una Tasa de Acumulación de Lodos entre 0.10 a 0.20 m<sup>3</sup>/hab./año.

### 5.- Período de Limpieza (PL)

De acuerdo al R.N.C., sugiere para el diseño de Lagunas Facultativas Primarias, períodos de limpieza entre 5 a 10 años.

### 6.- Volumen de Lodos (VL)

$$VL = \text{Población} * TAL * PL$$

Donde:

- VL : Volumen de lodos, en m<sup>3</sup>.  
Población : Población de diseño, en habitantes.  
TAL : Tasa de acumulación de lodos, en m<sup>3</sup>/hab./año  
PL : Período de limpieza en años.



### 7.- Número de Unidades (N)

El número de unidades es establecido en función del tratamiento requerido, se puede tener lagunas primarias, secundarias y hasta terciarias en serie o paralelo, sin embargo, el diseño debe concebirse por lo menos con dos (02) unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades durante su limpieza.

### 8.- Area Unitaria ( $A_u$ )

Corresponde a la superficie de cada unidad de tratamiento.

$$A_u = \frac{A_t}{N}$$

Donde:

- $A_u$  : Area unitaria, en Ha.
- $A_t$  : Area superficial requerida, en Ha.
- N : Número de unidades.

### 9.- Caudal Unitario Afluente ( $Q_u$ )

$$Q_u = \frac{Q_{\text{DISEÑO}}}{N}$$

Donde:

- $Q_u$  : Caudal unitario, en  $\text{m}^3/\text{día}$ .
- $Q_{\text{DISEÑO}}$  : Caudal de diseño, en  $\text{m}^3/\text{día}$ .
- N : Número de unidades.

### 10.-Relación Largo / Ancho de las Lagunas ( $l/w$ )

Para lagunas facultativas el RNC, recomienda formas alargadas, con una relación Largo / Ancho mínima de 2.



La referencia [18], sugiere para lagunas facultativas primarias una relación  $l / w$  entre 2 y 3.

#### 11.-Profundidad de las Lagunas ( z )

Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas debe ser mayor a 1.50 mts. Es usual en las lagunas facultativas, profundidades entre 1.50 a 2.50 mts.

#### 12.-Pérdidas por infiltración ( $Q_{INFILTRACION}$ )

Estas pérdidas ocurren en el fondo de las lagunas, y dependerá directamente del tipo de suelo en el cual se están construyendo, es un parámetro importante pues si su valor resulta casi igual o superior al caudal afluente, será necesario la impermeabilización de la base con suelos menos permeables. Su cálculo obedece a Ley de Darcy, dada por la siguiente expresión:

$$Q_{INFILTRACION} = kiA$$

Donde:

$Q_{INFILTRACION}$  : Caudal de infiltración, en  $m^3/s$ .

$k$  : Conductividad Hidráulica, en  $m/s$ .

$A$  : Area de la laguna, en  $m^2$ .

$i$  : Gradiente Hidráulico

$$i = (h + e) / e$$

$h$  : Tirante de agua en la laguna, en mts.

$e$  : Espesor de la capa impermeabilizante, en mts.

De no contar con los ensayos de permeabilidad de los suelos donde se establecerán las lagunas, para el diseño es posible utilizar como valores referenciales los mostrados en el Cuadro N° 99, que a continuación se presenta.



CUADRO N° 99  
CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA (K)  
PARA DIVERSOS TIPOS DE SUELOS

TIPO DE SUELO	K (m/s)
Arcilla	$< 10^{-9}$
Arcilla Arenosa	$10^{-9}$ a $10^{-8}$
Limo	$10^{-8}$ a $10^{-7}$
Turba	$10^{-7}$ a $10^{-6}$
Arena Fina	$10^{-6}$ a $10^{-4}$
Arena Gruesa	$10^{-4}$ a $10^{-3}$
Arena Gravosa	$10^{-3}$ a $10^{-2}$
Grava	$> 10^{-2}$

### 13.-Pérdidas por Evaporación ( $Q_{EVAPORACION}$ )

Esta pérdida es representativa en lugares con temperaturas un tanto elevadas, su cálculo está regido por la siguiente expresión:

$$Q_{EVAPORACION} = T_{evap.} * A$$

Donde:

$Q_{EVAPORACION}$  : Caudal de evaporación, en  $m^3/día$ .

$T_{evap}$  : Tasa de evaporación, en  $m/día$ .

A : Area de la laguna, en  $m^2$ .



#### 14.-Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana ( $K_b$ )

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20}$$

Donde:

$K_b$  : Es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, en día<sup>-1</sup>.

$K_{20}$  : Coeficiente de mortalidad neto a 20°C, en día<sup>-1</sup>.

T : Temperatura del agua promedio del mes más frío, en °C.

El R.N.C. establece los valores de  $K_{20}$  en el intervalo de 0.60 a 1.00 día<sup>-1</sup>.

La referencia [18], sugiere los siguientes valores:

En Lagunas Primarias : 0.60 día<sup>-1</sup>.

En Lagunas Secundarias : 0.70 – 0.80 día<sup>-1</sup>.

En Lagunas Terciarias : 0.80 – 0.90 día<sup>-1</sup>.

#### 15.-Período de Retención en las Lagunas (PR)

$$PR = \frac{I * w * z}{Q_u - Q_{INFILTRACION} - Q_{EVAPORACION}}$$

Donde:

PR : Período de retención en las lagunas, en días.

I : Largo de laguna en sección media, en mts.

w : Ancho de laguna en sección media, en mts.

z : Tirante de laguna, en mts.

$Q_u$  : Caudal unitario afluente, en m<sup>3</sup>/día.

$Q_{INFILTRACION}$  : Caudal de infiltración, en m<sup>3</sup>/día.

$Q_{EVAPORACION}$  : Caudal de evaporación, en m<sup>3</sup>/día.



16.-Período de Retención Corregido ( $PR_{CORREGIDO}$ )

$$PR_{CORREGIDO} = PR * F_{CH}$$

Donde:

$PR_{CORREGIDO}$  : Período de retención corregido, en días.

$PR$  : Período de retención en las lagunas, en días.

$F_{CH}$  : Factor de corrección hidráulica.

La referencia [18], recomienda valores en función de la relación largo / ancho de las lagunas primarias, así:

$l / w$	$F_{CH}$
1	0.30
2	0.40 – 0.50
2 - 3	0.50 – 0.60
> 3	0.65

Para lagunas facultativas secundarias con una relación largo/ancho entre 2 y 3 el  $F_{CH}$  puede tomarse con un valor igual a 0.70.

17.-Número de Dispersión ( $d$ ), Parámetro adimensional ( $a$ ) y Coliformes Fecales en el efluente ( $CF_{EFLUENTE}$ )

En el cálculo de estos parámetros, de acuerdo con el R.N.C. se utilizará el Modelo de Flujo Disperso tomando en cuenta la Simplificación de Thirimurthy en 1969.

a) Número de Dispersión ( $d$ )

$$d = \frac{1.158 [ PR_{CORREGIDO} * ( w + 2z ) ]^{0.489} * w^{1.511}}{( T + 42.50 )^{0.734} * ( l * z )^{1.489}}$$





**b) Factor adimensional (a )**

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{CORREGIDO} * d}$$

**c) Coliformes Fecales en el Efluente (CF<sub>EFLUENTE</sub>)**

$$CF_{EFLUENTE} = \frac{CF_{CRUDO} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

Donde:

- d : Número de dispersión.
- PR<sub>CORREGIDO</sub> : Período de retención corregido, en días.
- l : Largo de laguna en sección media, en mts.
- w : Ancho de laguna en sección media, en mts.
- z : Tirante de laguna, en mts.
- T : Temperatura del agua en el mes más frío, en °C.
- a : Factor adimensional.
- K<sub>b</sub> : Es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, en día<sup>-1</sup>.
- CF<sub>EFLUENTE</sub> : Coliformes fecales en el efluente luego del tratamiento, en NPM/100 ml.
- CF<sub>CRUDO</sub> : Coliformes fecales en el agua residual al ingresar a la planta de tratamiento, en NPM/100 ml.
- e : Base del logaritmo natural.



### 18.-Caudal Efluente Unitario ( $Q_{\text{efluente unit.}}$ )

$$Q_{\text{efluente unit.}} = Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}}$$

Donde:

$Q_{\text{efluente unit.}}$  : Caudal efluente unitario, en m<sup>3</sup>/día.

$Q_u$  : Caudal unitario afluente, en m<sup>3</sup>/día.

$Q_{\text{INFILTRACION}}$  : Caudal de infiltración, en m<sup>3</sup>/día.

$Q_{\text{EVAPORACION}}$  : Caudal de evaporación, en m<sup>3</sup>/día.

### 19.-Caudal Efluente Total ( $Q_{\text{efluente total}}$ )

$$Q_{\text{efluente total}} = Q_{\text{efluente unit.}} * N$$

Donde:

$Q_{\text{efluente total}}$  : Caudal efluente total, en m<sup>3</sup>/día

$Q_{\text{efluente unit}}$  : Caudal efluente unitario, en m<sup>3</sup>/día.

N : Número de unidades de tratamiento.

### 20.-Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales ( $ER_{CF \text{ obtenida}}$ )

$$ER_{CF \text{ obtenida}} = \frac{CF_{\text{CRUDO}} - CF_{\text{EFLUENTE}}}{CF_{\text{CRUDO}}} * 100$$

Donde:

$ER_{CF \text{ obtenida}}$  : Eficiencia de remoción obtenida en el tratamiento, en %.

$CF_{\text{EFLUENTE}}$  : Coliformes fecales en el efluente luego del tratamiento, en NPM/100 ml.

$CF_{\text{CRUDO}}$  : Coliformes fecales en el agua residual al ingresar a la planta de tratamiento, en NPM/100 ml.



### 21.-Eficiencia de Remoción Obtenida de DBO ( $ER_{DBO\ obtenida}$ )

Esta eficiencia puede expresarse en función de la temperatura en la cual se va a desarrollar los procesos biológicos de las lagunas, esto es, el clima del lugar del proyecto, por ello la referencia [18], recomienda considerar las siguientes eficiencias de remoción de DBO.

Temperatura	$ER_{DBO\ obtenida}$
15 – 20 °C	40%
20 – 25 °C	50%
> 25 °C	60%

### 22.-Carga Remanente de DBO ( $C_{REMANENTE\ DBO}$ )

$$C_{REMANENTE\ DBO} = C * \frac{100 - ER_{DBO\ obtenida}}{100}$$

Donde:

$C_{REMANENTE\ DBO}$  : Carga de DBO luego del tratamiento, en kg DBO/día

C : Carga orgánica, en kg DBO/día

$ER_{DBO\ obtenida}$  : Eficiencia de remoción de DBO obtenida, en %

### 23.-Inclinación de Taludes ( Z )

De acuerdo a la Norma S.090 del R.N.C., los taludes interiores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1.5 a 1:2; y los taludes exteriores entre 1:2 y 1:3 (vertical:horizontal).

### 24.-Borde Libre ( BL )

El borde libre recomendado para las lagunas de estabilización es de 0.50 mts.

Para el caso en los cuales se pueda producir oleaje por la acción del viento se



deberá calcular una mayor altura y diseñar las protección correspondiente para evitar el proceso de erosión de los diques.

### 25.-Altura de Lodos (AL)

Es el tirante que será ocupado como consecuencia de la acumulación de lodos durante el funcionamiento de las lagunas, se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$AL = \frac{VL_u}{(l - z * Z)(w - z * Z)}$$

Donde:

- AL : Altura de lodos, en mts.
- VL<sub>u</sub> : Volumen de lodo por cada unidad, en m<sup>3</sup>

$$VL_u = \frac{VL}{N}$$

- VL : Volumen de lodos total, en m<sup>3</sup>.
- N : Número de unidades de tratamiento.
- l : Largo de laguna en sección media, en mts.
- w : Ancho de laguna en sección media, en mts.
- z : Tirante de laguna, en mts.
- Z : Talud interior de la laguna.

### 26.-Dimensiones Finales de las Lagunas

#### ◆ Dimensiones de Espejo de Agua

$$\text{Largo} = l + z * Z$$

$$\text{Ancho} = w + z * Z$$

#### ◆ Dimensiones de Coronación

$$\text{Largo} = l + z * Z + 2 * Z * BL$$

$$\text{Ancho} = w + z * Z + 2 * Z * BL$$



◆ **Dimensiones de Fondo**

$$\text{Largo} = l - z * Z - 2 * Z * AL \qquad \text{Ancho} = w - z * Z - 2 * Z * AL$$

Donde:

- l : Largo de laguna en sección media, en mts.
- w : Ancho de laguna en sección media, en mts.
- z : Tirante de laguna, en mts.
- Z : Talud interior de la laguna.
- BL : Borde libre en laguna, en mts.
- AL : Altura de lodos, en mts.

**27.-Area Total Requerida por las Lagunas (ATR)**

Esta área comprende la sumatoria de todas las áreas de las lagunas, al cual se le añadirá un 15%, por concepto de área requerida por las otras estructuras como canales, cámaras de rejas, vías de circulación, almacén de materiales y herramientas, cerco perimétrico, y alguna otra estructura que dependiendo de la importancia del proyecto pueda ser considerado como necesario.

**28.-Requerimiento de terreno (RT)**

Es un parámetro indicativo del diseño, que relaciona el área requerida por el sistema de tratamiento con la población a la cual se pretende servir, se cálculo obedece a la siguiente expresión:

$$RT = \frac{\text{Población}}{ATR}$$

Donde:

- RT : Requerimiento de terreno, en m<sup>2</sup>/habitante.
- Población : Población de diseño, en habitantes.
- ATR : Area Total requerida por el sistema de tratamiento, en m<sup>2</sup>.



### 5.3.6.2 DISEÑO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS PARA LA CIUDAD DE LUYA.

Descrito los parámetros de diseño, a continuación se procederá a dimensionar las Lagunas Facultativas correspondientes a la ciudad de Luya, para lo cual se cuenta con los siguientes datos:

- ◆ Población de diseño : 3030 habitantes.
- ◆ Caudal de diseño : 10.52 l/s = 908.93 m<sup>3</sup>/día.
- ◆ Tipo de terreno en el área destinada al sistema de tratamiento : Arcilla arenosa

Además en base a los parámetros descritos, se ha adoptado las siguientes consideraciones:

- ◆ Contribución Percápita de DBO : 50 gr./ hab./día
- ◆ Coliformes Fecales en el crudo : 10<sup>8</sup> NPM/100 ml.
- ◆ Temperatura del agua promedio en el mes más frío: Al no contar con datos de éste parámetro, y la no existencia de una estación meteorológica en el lugar o cercana a ella, consideraremos a éste valor como la temperatura del aire en el mes más frío (sugerido por el R.N.C.) adoptando un valor representativo del único registro de datos con que se cuenta, el cual se señala en el Cuadro N° 04 del Capítulo I ("Medidas de Temperatura Media Mensual (°C) en la Estación Chachapoyas en el año de 1997"). Por lo tanto adoptaremos un valor de temperatura igual a **15°C**.
- ◆ Eficiencia de Remoción de DBO: 40%
- ◆ Tasa de acumulación de lodos : 0.10 m<sup>3</sup> / hab. / año
- ◆ Período de Limpieza : 5 años.
- ◆ Número de Unidades : 02 unidades en paralelo.
- ◆ Relación largo / ancho (l / w) : 3
- ◆ Profundidad de Lagunas : 2.50 mts.



- ◆ Conductividad Hidráulica : Para una arcilla arenosa, tomando en cuenta el Cuadro N° 99, entonces  $K=10^{-8}$  m/s.
- ◆ Espesor de la Capa Impermeabilizante : 0.50 mts., es un valor usual considerado.
- ◆ Coeficiente de Mortalidad Neto a 20°C ( $K_{20}$ ) :  $0.60 \text{ dia}^{-1}$ .
- ◆ Factor de Corrección Hidráulico ( $F_{CH}$ ) : 0.60, por cuanto la relación  $l/w = 3$ .
- ◆ Talud interior : 1:2 ( vertical : horizontal )
- ◆ Talud exterior : 1:3 ( vertical : horizontal )
- ◆ Borde Libre : 0.50 mts.

### Procederemos al cálculo:

#### ➤ Carga Orgánica ( C )

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000} \Rightarrow C = \frac{3030 * 50}{1000}$$

$$C = 151.50 \text{ kg DBO/día}$$

#### ➤ Carga Superficial de Diseño ( $C_d$ )

$$C_d = 250 * 1.05^{T-20} \Rightarrow C_d = 250 * 1.05^{15-20}$$

$$C_d = 195.88 \text{ kg DBO/día}$$

#### ➤ Area Superficial requerida para Lagunas ( $A_t$ )

$$A_t = \frac{C}{C_d} \Rightarrow A_t = \frac{151.50}{195.88}$$

$$A_t = 0.77 \text{ Ha}$$

#### ➤ Volumen de Lodos ( VL )

$$VL = \text{Población} * TAL * PL \Rightarrow VL = 3030 * 0.10 * 5$$

$$VL = 1515.00 \text{ m}^3$$



➤ **Area Unitaria ( $A_u$ )**

$$A_u = \frac{A_t}{N} \Rightarrow A_u = \frac{0.77}{2}$$

$$A_u = 0.385 \cong \mathbf{0.39 \text{ Ha}}$$

➤ **Caudal Unitario Afluyente ( $Q_u$ )**

$$Q_u = \frac{Q_{\text{DISEÑO}}}{N} \Rightarrow Q_u = \frac{908.93}{2}$$

$$Q_u = 454.46 \cong \mathbf{454.50 \text{ m}^3/\text{día}}$$

➤ **Predimensionamiento de cada unidad de tratamiento.**

$$l * w = 0.39 * 10000 \text{ m}^2$$

$$3w * w = 3900$$

$$w = \sqrt{\frac{3900}{3}}$$

$$w = 36.05 \text{ mts.}$$

Entonces:  $l = 108.15 \text{ mts.}$

De acuerdo a lo anterior adoptaremos para el diseño :

$$w = \mathbf{35.00 \text{ mts.}}$$

$$l = \mathbf{105.00 \text{ mts.}}$$

En el Gráfico N° 41, se muestra un esquema de las secciones de la laguna predimensionada.

➤ **Pérdidas por infiltración ( $Q_{\text{INFILTRACION}}$ )**

$$Q_{\text{INFILTRACION}} = kiA \Rightarrow Q_{\text{INFILTRACION}} = 10^{-8} * \left(\frac{2.50 + 0.50}{0.50}\right) * 35.00 * 105.00$$

$$Q_{\text{INFILTRACION}} = \mathbf{0.000221 \text{ m}^3/\text{s} = 19.10 \text{ m}^3/\text{día}}$$

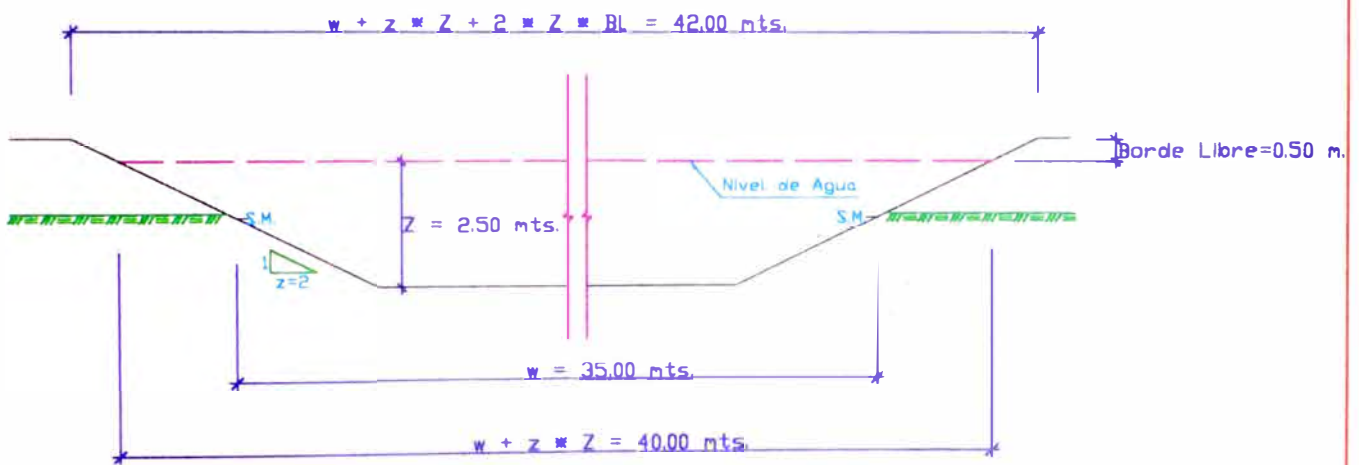




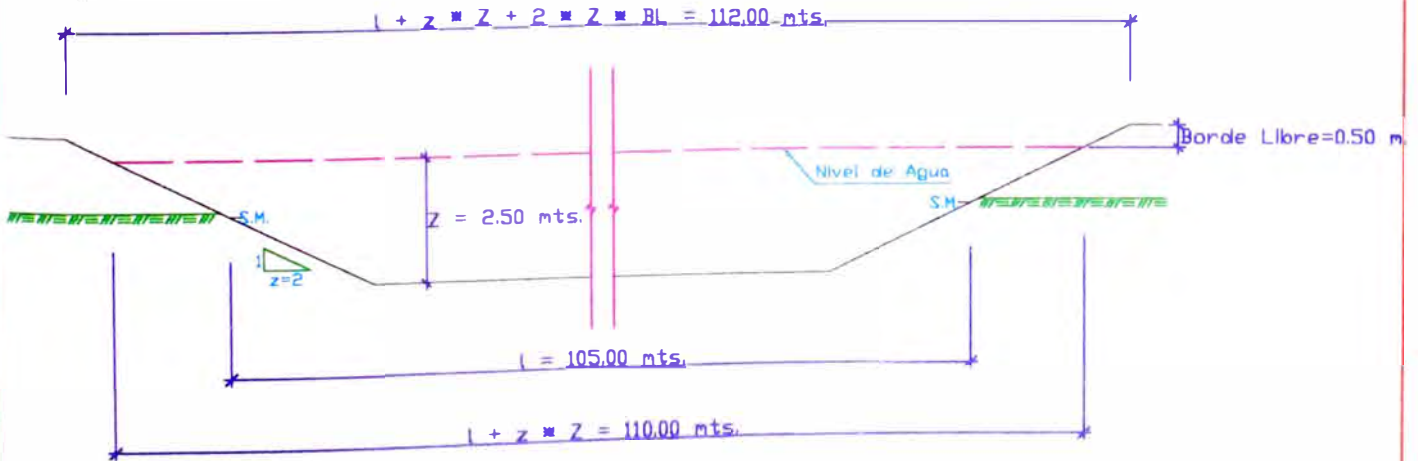
### GRAFICO N° 41

### ESQUEMA DE SECCIONES DE LAGUNA PREDIMENSIONADA - LUYA

#### S. TRANSVERSAL:



#### S. LONGITUDINAL:



S.M.: Sección Media



➤ **Pérdidas por Evaporación ( $Q_{EVAPORACION}$ )**

Al no contar con datos sobre la Tasa de evaporación, sumado a que la temperatura del lugar durante todo el año es por lo general baja, ésta pérdida no será considerada para efectos del presente cálculo.

➤ **Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana ( $K_b$ )**

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20} \Rightarrow K_b = 0.60 * 1.05^{15-20}$$

$$K_b = 0.47 \text{ dia}^{-1}$$

➤ **Período de Retención en las Lagunas (PR)**

$$PR = \frac{l * w * z}{Q_u - Q_{INFILTRACION} - Q_{EVAPORACION}} \Rightarrow PR = \frac{105 * 35 * 2.50}{454.50 - 19.10}$$

$$PR = 21.10 \text{ días}$$

➤ **Período de Retención Corregido ( $PR_{CORREGIDO}$ )**

$$PR_{CORREGIDO} = PR * F_{CH} \Rightarrow PR_{CORREGIDO} = 21.10 * 0.60$$

$$PR_{CORREGIDO} = 12.70 \text{ días}$$

➤ **Número de Dispersión (d)**

$$d = \frac{1.158 [ PR_{CORREGIDO} * (w + 2z) ]^{0.489} * w^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} * (l * z)^{1.489}}$$

$$d = \frac{1.158 [ 12.70 * (35.00 + 2 * 2.50) ]^{0.489} * 35.00^{1.511}}{(15 + 42.50)^{0.734} * (105.00 * 2.50)^{1.489}}$$

$$d = 0.067$$

➤ **Factor adimensional (a)**

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{CORREGIDO} * d} \Rightarrow a = \sqrt{1 + 4 * 0.47 * 12.70 * 0.067}$$

$$a = 1.612$$



➤ **Coliformes Fecales en el Efluente ( $CF_{\text{EFLUENTE}}$ )**

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{CF_{\text{CRUDO}} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{10^8 * 4 * 1.612 * e^{(1-1.612)/(2 * 0.067)}}{(1+1.612)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = 9.82 * 10^5 \text{ NPM/ 100 ml}$$

➤ **Caudal Efluente Unitario ( $Q_{\text{efluente unit.}}$ )**

$$Q_{\text{efluente unit.}} = Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}} \Rightarrow Q_{\text{efluente unit.}} = 454.50 - 19.10$$

$$Q_{\text{efluente unit.}} = 435.40 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Caudal Efluente Total ( $Q_{\text{efluente total}}$ )**

$$Q_{\text{efluente total}} = Q_{\text{efluente unit.}} * N \Rightarrow Q_{\text{efluente total}} = 435.40 * 2$$

$$Q_{\text{efluente total}} = 870.80 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Carga Remanente de DBO**

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = C * \frac{100 - ER_{\text{DBO obtenida}}}{100} \Rightarrow C_{\text{REMANENTE DBO}} = 151.50 * \frac{100 - 40}{100}$$

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = 90.90 \text{ kg DBO/día}$$

➤ **Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales ( $ER_{\text{CF obtenida}}$ )**

$$ER_{\text{CF}} (\%) = \frac{CF_{\text{AR}} - CF_{\text{máxima en efluente}}}{CF_{\text{AR}}} * 100$$

$$ER_{\text{CF obtenida}} = \frac{10^8 - 9.82 * 10^5}{10^8} * 100$$

$$ER_{\text{CF obtenida}} = 99.02\%$$

La eficiencia obtenida lo compararemos con la eficiencia requerida por el tratamiento, para cumplir con los límites establecidos por la Ley General de Aguas:

$$ER_{CF \text{ obtenida}} = 99.02\% < ER_{CF \text{ requerida}} = 99.95\%$$

Por cuanto la eficiencia obtenida no es la suficiente, se concluye que las aguas del efluente requieren de un **TRATAMIENTO SECUNDARIO**., entonces las Lagunas diseñadas se convierten en Lagunas Primarias.

#### ➤ **Altura de Lodos (AL)**

$$AL = \frac{V_{Lu}}{(1-z * Z)(w-z * Z)} \Rightarrow AL = \frac{757.50}{(105.00 - 2.50 * 2)(35.00 - 2.50 * 2)}$$

$$AL = 0.252 \text{ mts.}$$

Como medida de prevención adoptaremos:

$$AL = 0.30 \text{ mts.}$$

### DISEÑO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS SECUNDARIAS

Los parámetros adoptados para las Lagunas Facultativas Primarias son válidos para las Secundarias, radicando la diferencia en lo siguiente:

- ◆ Caudal de diseño : Corresponde al caudal efluente total de las lagunas primarias, igual a 870.80 m<sup>3</sup>/día.
- ◆ Carga de DBO : Corresponde a la carga remanente, luego del tratamiento primario, por lo tanto la nueva carga orgánica es, C = 90.90 kg DBO/día
- ◆ Coliformes Fecales en el crudo : Será el correspondiente al que contiene el efluente luego del tratamiento primario, esto es 9.82 \* 10<sup>5</sup> NPM/ 100 ml.
- ◆ Número de Unidades : 01 unidad, en serie con las anteriores.



- ◆ Coeficiente de Mortalidad Neto a 20°C ( $K_{20}$ ) : 0.80 día<sup>-1</sup>.
- ◆ Factor de Corrección Hidráulico ( $F_{CH}$ ) : 0.70.
- ◆ Adoptaremos como medidas :  $w = 30.00$  mts;  $l = 90.00$  mts.

En el Gráfico N° 42, se aprecia las secciones de la laguna secundaria propuesta.

➤ **Pérdidas por infiltración ( $Q_{INFILTRACION}$ )**

$$Q_{INFILTRACION} = k_i A \Rightarrow Q_{INFILTRACION} = 10^{-8} * \left( \frac{2.50 + 0.50}{0.50} \right) * 30.00 * 90.00$$

$$Q_{INFILTRACION} = 0.000162 \text{ m}^3/\text{s} = 14.00 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana ( $K_b$ )**

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20} \Rightarrow K_b = 0.80 * 1.05^{15-20}$$

$$K_b = 0.627 \text{ día}^{-1}$$

➤ **Período de Retención en las Lagunas (PR)**

$$PR = \frac{l * w * z}{Q_u - Q_{INFILTRACION} - Q_{EVAPORACION}} \Rightarrow PR = \frac{90 * 30 * 2.50}{870.80 - 14.00}$$

$$PR = 7.88 \text{ días}$$

➤ **Período de Retención Corregido ( $PR_{CORREGIDO}$ )**

$$PR_{CORREGIDO} = PR * F_{CH} \Rightarrow PR_{CORREGIDO} = 7.88 * 0.70$$

$$PR_{CORREGIDO} = 5.52 \text{ días}$$

➤ **Número de Dispersión (d)**

$$d = \frac{1.158 [ PR_{CORREGIDO} * (w + 2z) ]^{0.489} * w^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} * (l * z)^{1.489}}$$

$$d = \frac{1.158 [ 5.52 * (30.00 + 2 * 2.50) ]^{0.489} * 30.00^{1.511}}{(15 + 42.50)^{0.734} * (90.00 * 2.50)^{1.489}}$$

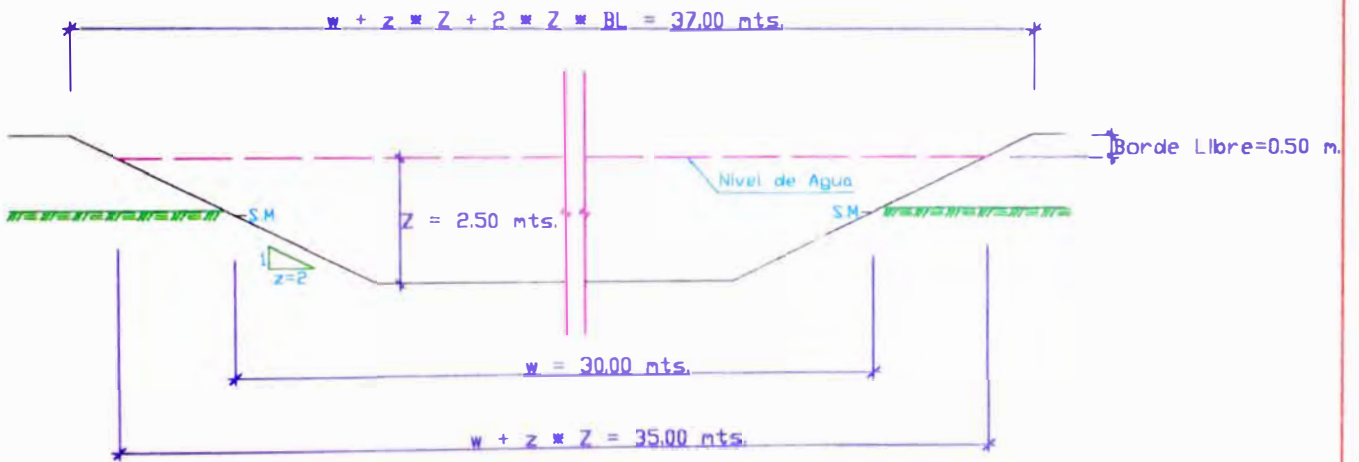
$$d = 0.042$$



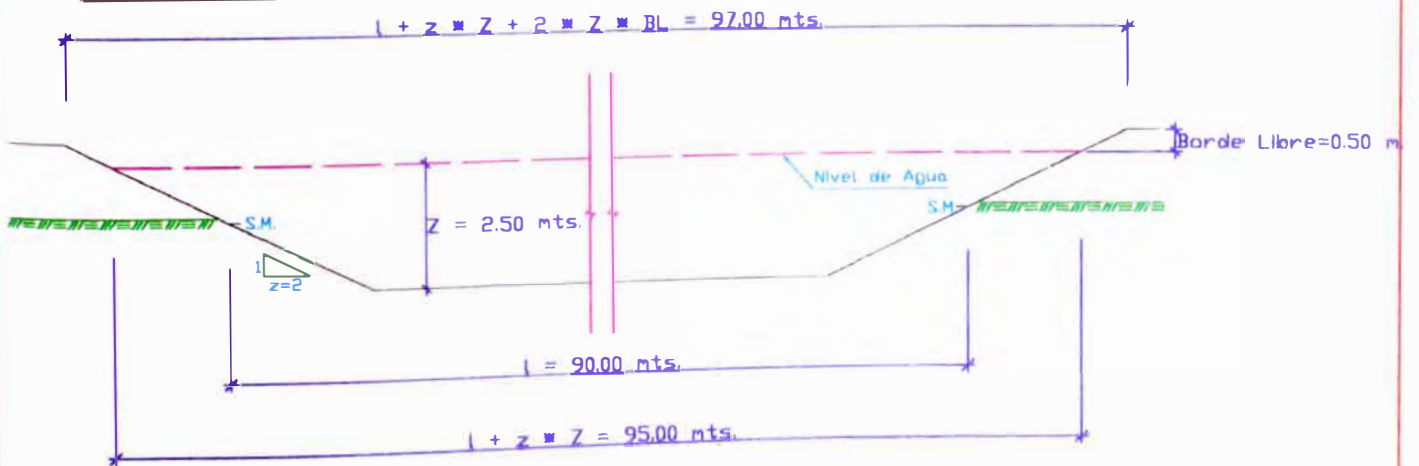
GRAFICO N° 42

ESQUEMA DE SECCIONES DE  
LAGUNA SECUNDARIA - LUYA

S. TRANSVERSAL:



S. LONGITUDINAL:



S.M.: Sección Media



➤ **Factor adimensional (a)**

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{CORREGIDO} * d} \Rightarrow a = \sqrt{1 + 4 * 0.627 * 5.52 * 0.042}$$

$$a = 1.258$$

➤ **Coliformes Fecales en el Efluente (CF<sub>EFLUENTE</sub>)**

$$CF_{EFLUENTE} = \frac{CF_{CRUDO} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$CF_{EFLUENTE} = \frac{9.82 * 10^5 * 4 * 1.258 * e^{(1-1.258)/(2*0.042)}}{(1+1.258)^2}$$

$$CF_{EFLUENTE} = 4.49 * 10^4 \text{ NPM/ 100 ml}$$

➤ **Caudal Efluente Unitario (Q<sub>efluente unit.</sub>)**

$$Q_{efluente \text{ unit.}} = Q_u - Q_{INFILTRACION} - Q_{EVAPORACION} \Rightarrow Q_{efluente \text{ unit.}} = 870.80 - 14.00$$

$$Q_{efluente \text{ unit.}} = 856.80 \text{ m}^3/\text{dia}$$

➤ **Caudal Efluente Total (Q<sub>efluente total</sub>)**

$$Q_{efluente \text{ total}} = Q_{efluente \text{ unit.}} * N \Rightarrow Q_{efluente \text{ total}} = 856.80 * 1$$

$$Q_{efluente \text{ total}} = 856.80 \text{ m}^3/\text{día} = 9.92 \text{ Its./seg.}$$

➤ **Carga Remanente de DBO**

$$C_{REMANENTE \text{ DBO}} = C * \frac{100 - ER_{DBO \text{ obtenida}}}{100} \Rightarrow C_{REMANENTE \text{ DBO}} = 90.90 * \frac{100 - 40}{100}$$

$$C_{REMANENTE \text{ DBO}} = 54.54 \text{ kg DBO/día}$$



➤ **Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales (  $ER_{CF}$  obtenida)**

Para su cálculo se considerará la eficiencia global de remoción de coliformes fecales, es decir el obtenido luego del tratamiento primario más tratamiento secundario, por lo tanto:

$$ER_{CF} (\%) = \frac{CF_{AR} - CF_{m\acute{a}xima \text{ en efluente}}}{CF_{AR}} * 100 \Rightarrow ER_{CF \text{ global}} = \frac{10^8 - 4.49 * 10^4}{10^8} * 100$$

$$ER_{CF \text{ global}} = 99.96\%$$

Comparando con la eficiencia requerida por el tratamiento:

$$ER_{CF \text{ global}} = 99.96\% > ER_{CF \text{ requerida}} = 99.95\% \quad \text{OK!}$$

En el Cuadro N° 100 que se muestra al final de éste Capítulo, se consigna la información sobre las condiciones finales en el diseño de las Lagunas Facultativas Primarias y Secundarias.

5.3.7 **Evaluación de las Condiciones Finales del Cuerpo Receptor.**

La Carga Remanente de DBO del agua residual luego del tratamiento primario y secundario es de **54.54 kg DBO/día**, del mismo modo la cantidad de coliformes fecales es **4.49 \* 10<sup>4</sup> NPM/100 ml**, presentes en el caudal efluente que asciende a **9.92 lts./seg.**

Con los valores anteriores y los parámetros de DBO y CF del río mencionados en el ítem 1.3.1, que se muestran, se procederá a evaluar el DBO y CF de la mezcla:

- ◆ Caudal de estiaje del río : 540 lts./seg.
- ◆  $DBO_{RIO}$  : 2 mg/lit.
- ◆  $CF_{RIO}$  : 10 NPM/ 100 ml

$$DBO_{AR} = \frac{C}{Q_{DISEÑO}} * 0.0864 \Rightarrow DBO_{AR} = \frac{54.54}{9.92 * 0.0864}$$

$$DBO_{AR} = 63.63 \text{ mg/lit.}$$





$$DBO_{(mezcla)} = \frac{DBO_{RIO} \cdot Q_{RIO} + DBO_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$DBO_{(mezcla)} = \frac{2 \cdot 540 + 63.63 \cdot 9.92}{540 + 9.92}$$

$$DBO_{(mezcla)} = 3.11 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} \cdot Q_{RIO} + CF_{AR} \cdot Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{10 \cdot 540 + 4.49 \cdot 10^4 \cdot 9.92}{540 + 9.92}$$

$$CF_{(mezcla)} = 819.77 \text{ NPM/ 100 ml}$$

La Ley General de Aguas establece como valores máximos permisibles los siguientes:

$$DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/ 100 ml}$$

Comparando ambos valores:

$$DBO_{(mezcla)} = 3.11 \text{ mg/lit.} < DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.} \quad \text{OK!}$$

$$CF_{(mezcla)} = 819.77 \text{ NPM/100 ml} < CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/100 ml} \quad \text{OK!}$$

## 5.4.0 DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN LA CIUDAD DE LAMUD.

### 5.4.1 Evaluación del Cuerpo Receptor de Agua

En primer lugar calcularemos, la DBO del agua residual con las mismas expresiones utilizadas en los cálculos efectuados en la ciudad de Luya, para lo cual se cuenta con los siguientes datos:

- Población : 3365 habitantes, establecido en el Capítulo III, ítem 3.3.4

- Contribución Percápita : 50 gr. DBO / hab. día, de acuerdo al R.N.C.



-  $Q_{\text{DISEÑO}}$  : 11.68 lts./seg., que es el correspondiente al caudal de aguas servidas mostradas en el Cuadro N° 64 del Capitulo IV.

*Cálculo de la DBO del agua residual:*

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000} \Rightarrow C = \frac{3365 * 50}{1000}$$

$$C = 168.25 \text{ kg DBO / día}$$

$$DBO_{AR} = \frac{C}{Q_{\text{DISEÑO}} * 0.0864} \Rightarrow DBO_{AR} = \frac{168.25}{11.68 * 0.0864}$$

$$DBO_{AR} = 166.72 \text{ mg/lit.}$$

-  $CF_{AR}$  :  $1 * 10^8$  NPM/ 100 ml.

En cuanto a los datos de los parámetros de DBO y CF del río, conociendo que la ciudad de Lámud se encuentra ubicado aguas abajo de la ciudad de Luya, y dada la cercanía de ambas ciudades (2.00 km de distancia), se considerarán ambos parámetros igual a los obtenidos de la mezcla del agua residual tratada y las condiciones iniciales del río, por ello se adoptarán el DBO y CF del río iguales a los calculados en la evaluación final del cuerpo receptor (ítem 1.3.6), así:

- ◆ Caudal de estiaje del río : 540 lts./seg.
- ◆  $DBO_{RIO} = DBO_{MEZCLA - LUYA}$  : 3.11 mg/lit.
- ◆  $CF_{RIO} = CF_{MEZCLA - LUYA}$  : 819.77 NPM/ 100 ml

**Cálculo del  $DBO_{(mezcla)}$  y  $CF_{(mezcla)}$**

$$DBO_{(mezcla)} = \frac{DBO_{RIO} Q_{RIO} + DBO_{AR} Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$DBO_{(mezcla)} = \frac{2 * 540 + 166.72 * 11.68}{540 + 11.68}$$

$$DBO_{(mezcla)} = 5.49 \text{ mg/lit.}$$



$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} Q_{RIO} + CF_{AR} Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{819.77 * 540 + 10^8 * 11.68}{540 + 11.68}$$

$$CF_{(mezcla)} = 2.12 * 10^6 \text{ NPM/ 100 ml}$$

De acuerdo a la Ley General de Aguas para los usos tipo III y IV, que han sido adoptados en el presente diseño, indica que los valores máximos permisibles son como siguen:

$$DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/ 100 ml}$$

Comparando los valores obtenidos y los permisibles:

$$DBO_{(mezcla)} = 5.49 \text{ mg/lit.} < DBO_{PERMISIBLE} = 10.00 \text{ mg/lit.} \quad \text{OK!}$$

$$CF_{(mezcla)} = 2.12 * 10^6 \text{ NPM/100 ml} > CF_{PERMISIBLE} = 1000 \text{ NPM/100 ml} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Análogamente a lo efectuado en la ciudad de Luya, el Sistema de tratamiento adoptado corresponderá a **Lagunas Facultativas**, por cuanto es la remoción de coliformes, el que rige el tratamiento de las aguas residuales.

#### 5.4.2 Cálculo de la Eficiencia de Remoción Requerida por Coliformes

El  $CF_{(mezcla)}$  máximo permisible de acuerdo a la Norma S.090 es igual a 1000 NPM/ 100 ml. Asumiendo en primera instancia que no se va a tener pérdidas por infiltración y evaporación durante el tratamiento de las aguas residuales en las lagunas, se puede aceptar que:

$$Q_{EFLUENTE} = Q_{DISEÑO} = 11.68 \text{ lts./seg.}$$

Enseguida calcularemos el parámetro de coliformes fecales que el efluente ( $CF_{EFLUENTE}$ ) deberá tener luego del tratamiento, así:



$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} Q_{RIO} + CF_{AR} Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$1000 = \frac{819.77 * 540 + CF_{EFLUENTE} * 11.68}{540 + 11.68}$$

$$CF_{EFLUENTE} = 9.33 * 10^3 \text{ NPM/ 100 ml}$$

De acuerdo a lo anterior, la eficiencia de remoción requerida será:

$$ER_{CF} (\%) = \frac{CF_{AR} - CF_{\text{máxima en efluente}}}{CF_{AR}} * 100 \Rightarrow ER_{CF \text{ requerida}} = \left( \frac{10^8 - 9.33 * 10^3}{10^8} \right) * 100$$

$$ER_{CF \text{ requerida}} = 99.99\%$$

#### 5.4.3 Diseño de la Estructura de Rebose para el caso de Aguas Pluviales

El sistema de rebose considerado, es igual al descrito para la ciudad de Luya.

- ❖ Para la estructura superior se ha adoptado un canal semicircular de concreto armado, que cuando discorra el caudal máximo horario de desagüe, el tirante de trabajo sea el tirante máximo, esto es igual a D/2.

El diámetro del canal semicircular adoptado es D=0.20 mts., consecuencia de ello se obtiene los siguientes valores que posteriormente utilizaremos en el diseño:

- Caudal de diseño : Q = 11.68 lts./seg.
- Tirante considerado :  $Y = \frac{D}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ mts.}$
- Radio Hidráulico :  $R_H = \frac{D}{4} = \frac{0.20}{4} = 0.05 \text{ mts.}$
- Coeficiente de Rugosidad : n = 0.013
- Area de sección : A = 0.0157 m<sup>2</sup>

Calculando la pendiente del canal:

$$S = \left( \frac{Q \times n}{A \times (R_H)^{2/3}} \right)^2 \Rightarrow S = \left( \frac{0.01168 \times 0.013}{0.0157 \times (0.05)^{2/3}} \right)^2 = 0.00507 \text{ m/m} = 5.07 \%$$



La velocidad con que discurre el flujo es :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01168}{0.0157} = 0.74 \text{ m/s.}$$

Por tanto:  $V = 0.74 \text{ m/s} > V_{\text{minima}} = 0.60 \text{ m/s}$  OK!

- ❖ El canal colector ubicado por debajo del semicircular, se diseñará para eliminar las aguas pluviales, que son el caudal en exceso, la velocidad mínima adoptada es 0.75 m/s, establecido por el R.N.C. Considerando un canal rectangular además de los siguientes valores:

- Caudal en exceso :  $Q = 52.13 - 11.68 = 40.45 \text{ lts./seg.}$ ,
- Ancho del canal :  $b = 0.40 \text{ mts.}$
- Pendiente :  $S = 4.50 \text{ ‰}$
- Coeficiente de rugosidad:  $n = 0.013$

Con los valores anteriores y empleando la ecuación de Manning, se obtuvo:

- Tirante :  $0.113 \text{ mts.} \cong 0.11 \text{ mts.}$
- Velocidad :  $0.89 \text{ m/s.}$

#### 5.4.4 De la Cámara de Rejas

Siendo el emisor el conducto que recoge las aguas provenientes de la estación de bombeo en la ciudad de Lámud, y los transporta hacia el sistema de tratamiento, no se considerará cámara de rejas, por cuanto antes de bombear las aguas residuales, existe una estructura de rejas que retiene los sólidos flotantes.

#### 5.4.5 Diseño de Medidor Parshall

Para el diseño de éste elemento, se conoce que el caudal que espera en dicho dispositivo variará en el siguiente rango:

$$Q_{\text{min}} = 2.34 \text{ lps} = 0.00234 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{max}} = 11.68 \text{ lps.} = 0.01168 \text{ m}^3/\text{s}$$



El rango antes indicado es similar al de la ciudad de Luya, y además empleando la Tabla N° X, se concluye que los valores del dimensionamiento del Medidor Parshall son iguales a los especificados para la ciudad de Luya.

#### 5.4.6 Diseño de las Lagunas Facultativas

Las expresiones y parámetros de diseño a utilizar, son las mismas que para la ciudad de Luya, por lo tanto a continuación se dimensionará las Lagunas correspondientes, para ello se cuenta con los siguientes datos:

- ◆ Población de diseño : 3365 habitantes.
- ◆ Caudal de diseño : 11.68 l/s = 1009.15 m<sup>3</sup>/día.
- ◆ Tipo de terreno en el área destinada al sistema de tratamiento : Arcilla arenosa

Además en base a los parámetros descritos, se ha adoptado las siguientes consideraciones:

- ◆ Contribución Percápita de DBO : 50 gr./ hab./día
- ◆ Coliformes Fecales en el crudo : 10<sup>8</sup> NPM/100 ml.
- ◆ Temperatura del agua promedio en el mes más frío: Se ha realizado las mismas consideraciones que para la ciudad de Luya , adoptando un valor de **15°C**.
- ◆ Eficiencia de Remoción de DBO : 40%
- ◆ Tasa de acumulación de lodos : 0.10 m<sup>3</sup>/hab./año
- ◆ Período de Limpieza : 5 años.
- ◆ Número de Unidades : 02 unidades en paralelo.
- ◆ Relación largo / ancho (l / w) : 3
- ◆ Profundidad de Lagunas : 2.50 mts.
- ◆ Conductividad Hidráulica : Para una arcilla arenosa, tomando en cuenta el Cuadro N° 99, entonces  $K=10^{-8}$  m/seg.
- ◆ Espesor de la Capa Impermeabilizante : 0.50 mts., es un valor usual considerado.



- ◆ Coeficiente de Mortalidad Neto a 20°C ( $K_{20}$ ) : 0.60 día<sup>-1</sup>.
- ◆ Factor de Corrección Hidráulico ( $F_{CH}$ ) : 0.60, por cuanto la relación  $l/w = 3$ .
- ◆ Talud interior : 1:2 ( vertical : horizontal )
- ◆ Talud exterior : 1:3 ( vertical : horizontal )
- ◆ Borde Libre : 0.50 mts.

### Procederemos al cálculo:

#### ➤ Carga Orgánica ( C )

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución Pércapita}}{1000} \Rightarrow C = \frac{3365 * 50}{1000}$$

$$C = 168.25 \text{ kg DBO/día}$$

#### ➤ Carga Superficial de Diseño ( $C_d$ )

$$C_d = 250 * 1.05^{T-20} \Rightarrow C_d = 250 * 1.05^{15-20}$$

$$C_d = 195.88 \text{ kg DBO/día}$$

#### ➤ Area Superficial requerida para Lagunas ( $A_t$ )

$$A_t = \frac{C}{C_d} \Rightarrow A_t = \frac{168.25}{195.88}$$

$$A_t = 0.86 \text{ Ha}$$

#### ➤ Volumen de Lodos ( VL )

$$VL = \text{Población} * \text{TAL} * \text{PL} \Rightarrow VL = 3365 * 0.10 * 5$$

$$VL = 1682.50 \text{ m}^3$$

#### ➤ Area Unitaria ( $A_u$ )

$$A_u = \frac{A_t}{N} \Rightarrow A_u = \frac{0.86}{2}$$

$$A_u = 0.43 \text{ Ha}$$



➤ **Caudal Unitario Afluente ( $Q_u$ )**

$$Q_u = \frac{Q_{DISEÑO}}{N} \Rightarrow Q_u = \frac{1009.15}{2}$$

$$Q_u = 504.58 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Predimensionamiento de cada unidad de tratamiento.**

$$l * w = 0.43 * 10000 \text{ m}^2$$

$$3w * w = 4300$$

$$w = \sqrt{\frac{4300}{3}}$$

$$w = 37.85 \text{ mts.}$$

Entonces:  $l = 113.55 \text{ mts.}$

De acuerdo a lo anterior adoptaremos para el diseño :

$$w = 40.00 \text{ mts.}$$

$$l = 120.00 \text{ mts.}$$

En el Gráfico N° 43, se muestra un esquema de las secciones de la laguna predimensionada.

➤ **Pérdidas por infiltración ( $Q_{INFILTRACION}$ )**

$$Q_{INFILTRACION} = kiA \Rightarrow Q_{INFILTRACION} = 10^{-8} * \left(\frac{2.50 + 0.50}{0.50}\right) * 40.00 * 120.00$$

$$Q_{INFILTRACION} = 0.000288 \text{ m}^3/\text{s} = 24.88 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Pérdidas por Evaporación ( $Q_{EVAPORACION}$ )**

Al no contar con datos sobre la Tasa de evaporación, sumado a que la temperatura del lugar durante todo el año es por lo general baja, ésta pérdida no será considerada para efectos del presente cálculo.

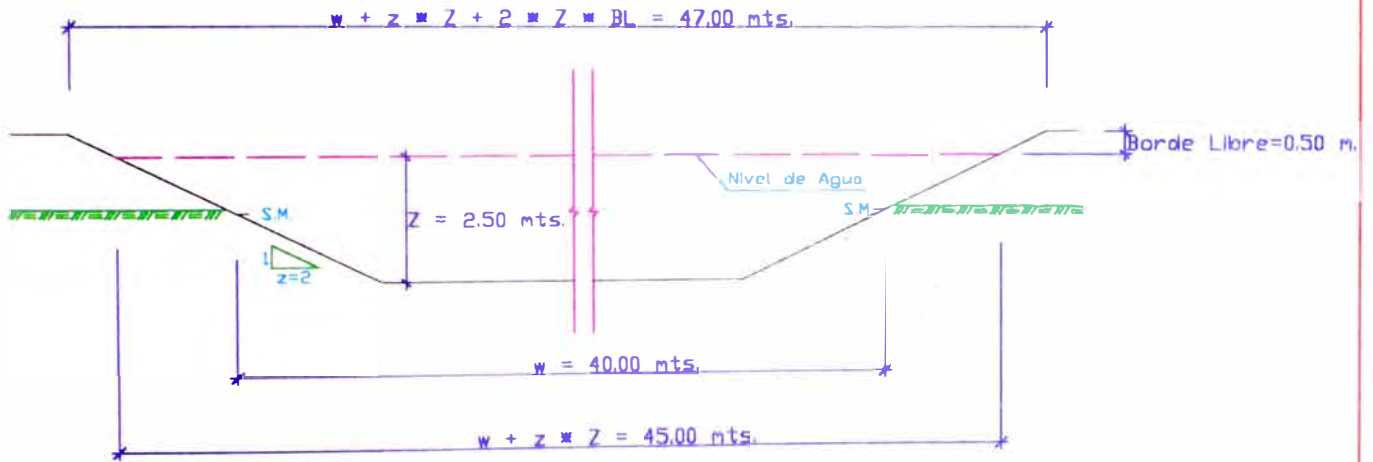




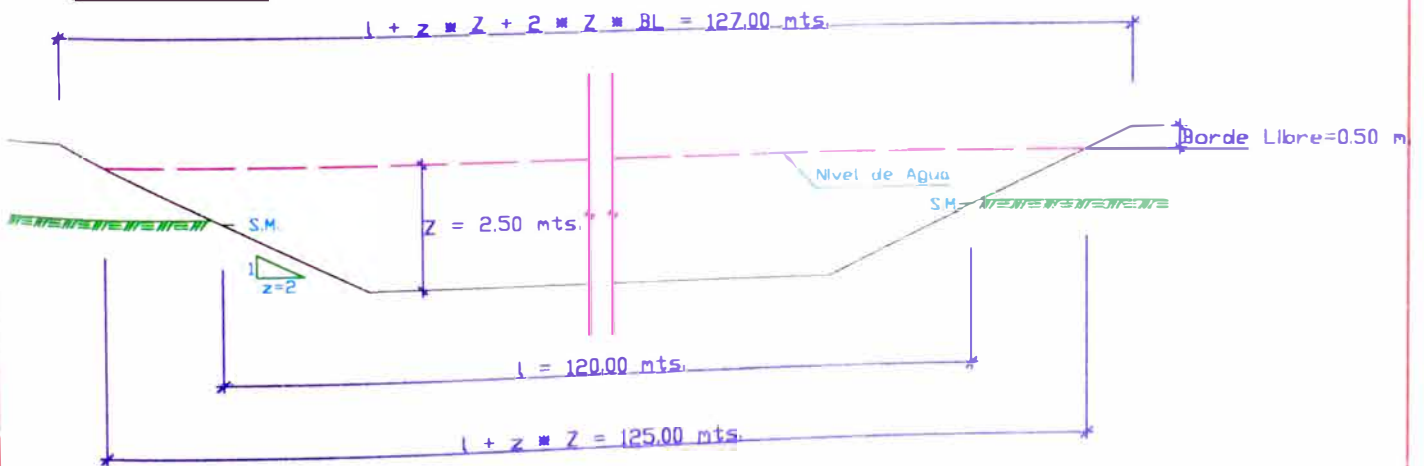
### GRAFICO N° 43

#### ESQUEMA DE SECCIONES DE LAGUNA PRE-DIMENSIONADA - LAMUD

S. TRANSVERSAL:



S. LONGITUDINAL:



S.M.: Sección Media



➤ **Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana ( $K_b$ )**

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20} \Rightarrow K_b = 0.60 * 1.05^{15-20}$$

$$K_b = 0.47 \text{ dia}^{-1}$$

➤ **Período de Retención en las Lagunas (PR)**

$$PR = \frac{l * w * z}{Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}}} \Rightarrow PR = \frac{120 * 40 * 2.50}{504.58 - 24.88}$$

$$PR = 25.02 \text{ días}$$

➤ **Período de Retención Corregido ( $PR_{\text{CORREGIDO}}$ )**

$$PR_{\text{CORREGIDO}} = PR * F_{\text{CH}} \Rightarrow PR_{\text{CORREGIDO}} = 25.02 * 0.60$$

$$PR_{\text{CORREGIDO}} = 15.01 \text{ días}$$

➤ **Número de Dispersión (d)**

$$d = \frac{1.158 [ PR_{\text{CORREGIDO}} * (w + 2z) ]^{0.489} * w^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} * (l * z)^{1.489}}$$

$$d = \frac{1.158 [ 15.01 * (40.00 + 2 * 2.50) ]^{0.489} * 40.00^{1.511}}{(15 + 42.50)^{0.734} * (120.00 * 2.50)^{1.489}}$$

$$d = 0.077$$

➤ **Factor adimensional (a)**

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{\text{CORREGIDO}} * d} \Rightarrow a = \sqrt{1 + 4 * 0.47 * 15.01 * 0.077}$$

$$a = 1.781$$



➤ **Coliformes Fecales en el Efluente ( $CF_{\text{EFLUENTE}}$ )**

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{CF_{\text{CRUDO}} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{10^8 * 4 * 1.781 * e^{(1-1.781)/(2 * 0.077)}}{(1+1.781)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = 5.78 * 10^5 \text{ NPM/ 100 ml}$$

➤ **Caudal Efluente Unitario ( $Q_{\text{efluente unit.}}$ )**

$$Q_{\text{efluente unit.}} = Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}} \Rightarrow Q_{\text{efluente unit.}} = 504.58 - 24.88$$

$$Q_{\text{efluente unit.}} = 479.70 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Caudal Efluente Total ( $Q_{\text{efluente total}}$ )**

$$Q_{\text{efluente total}} = Q_{\text{efluente unit}} * N \Rightarrow Q_{\text{efluente total}} = 479.70 * 2$$

$$Q_{\text{efluente total}} = 959.40 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Carga Remanente de DBO**

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = C * \frac{100 - ER_{\text{DBO obtenida}}}{100} \Rightarrow C_{\text{REMANENTE DBO}} = 168.25 * \frac{100 - 40}{100}$$

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = 100.95 \text{ kg DBO/día}$$

➤ **Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales ( $ER_{\text{CF obtenida}}$ )**

$$ER_{\text{CF}} (\%) = \frac{CF_{\text{AR}} - CF_{\text{máxima en efluente}}}{CF_{\text{AR}}} * 100 \Rightarrow ER_{\text{CF obtenida}} = \frac{10^8 - 5.78 * 10^5}{10^8} * 100$$

$$ER_{\text{CF obtenida}} = 99.4220\%$$

La eficiencia obtenida procedemos a compararla con la eficiencia requerida por el tratamiento, para cumplir con los límites establecidos por la Ley General de Aguas:

$$ER_{\text{CF obtenida}} = 99.4220\% < ER_{\text{CF requerida}} = 99.99\%$$



Por cuanto la eficiencia obtenida no es la suficiente, se concluye que las aguas del efluente requieren de un **TRATAMIENTO SECUNDARIO.**, entonces las Lagunas diseñadas se convierten en **Lagunas Primarias.**

➤ **Altura de Lodos (AL)**

$$AL = \frac{VL_u}{(l - z * Z)(w - z * Z)} \Rightarrow AL = \frac{841.25}{(120.00 - 2.50 * 2)(40.00 - 2.50 * 2)}$$

$$AL = 0.209 \text{ mts.}$$

Como medida de prevención adoptaremos:

$$AL = 0.30 \text{ mts.}$$

### DISEÑO DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS SECUNDARIAS

Los parámetros adoptados para las Lagunas Facultativas Primarias son válidos para las Secundarias, siendo la diferencia lo siguiente:

- ◆ Caudal de diseño : Corresponde al caudal efluente total de las lagunas primarias, igual a 959.40 m<sup>3</sup>/día.
- ◆ Carga de DBO : Corresponde a la carga remanente, luego del primer primario, por lo tanto la nueva carga orgánica es, C = 100.95 kg DBO/día
- ◆ Coliformes Fecales en el crudo : Será el correspondiente al que contiene el efluente luego del tratamiento primario, esto es 5.78 \* 10<sup>5</sup> NPM/ 100 ml.
- ◆ Número de Unidades : 01 unidad, en serie con las anteriores.
- ◆ Coeficiente de Mortalidad Neto a 20°C (K<sub>20</sub>) : 0.80 día<sup>-1</sup>.
- ◆ Factor de Corrección Hidráulico (F<sub>CH</sub>) : 0.70.
- ◆ Adoptaremos como medidas : w = 37.50 mts; l = 112.50 mts.

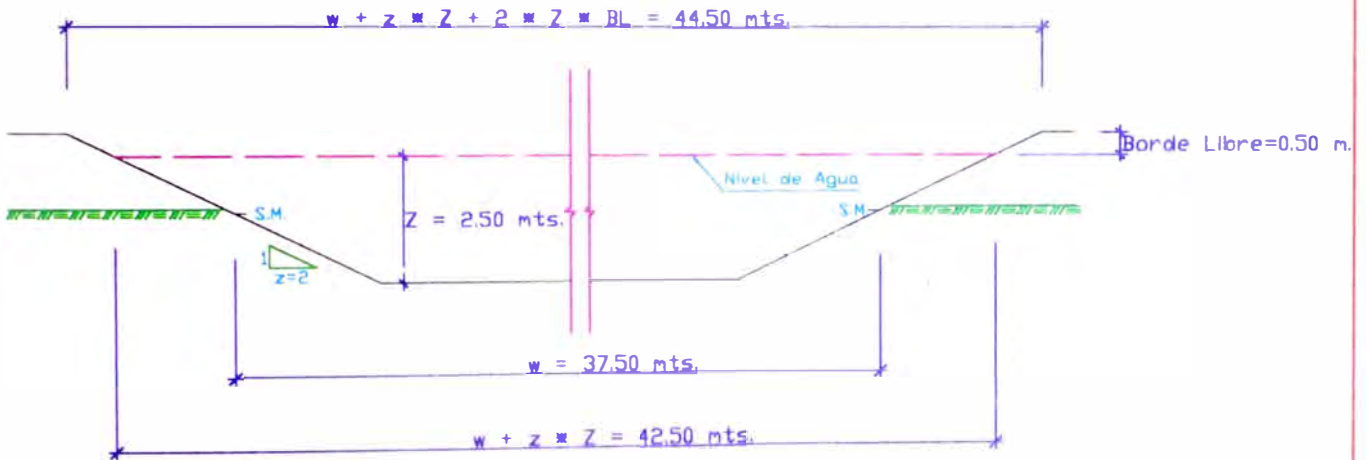
En el Gráfico N° 44, se aprecia las secciones de la laguna secundaria propuesta.



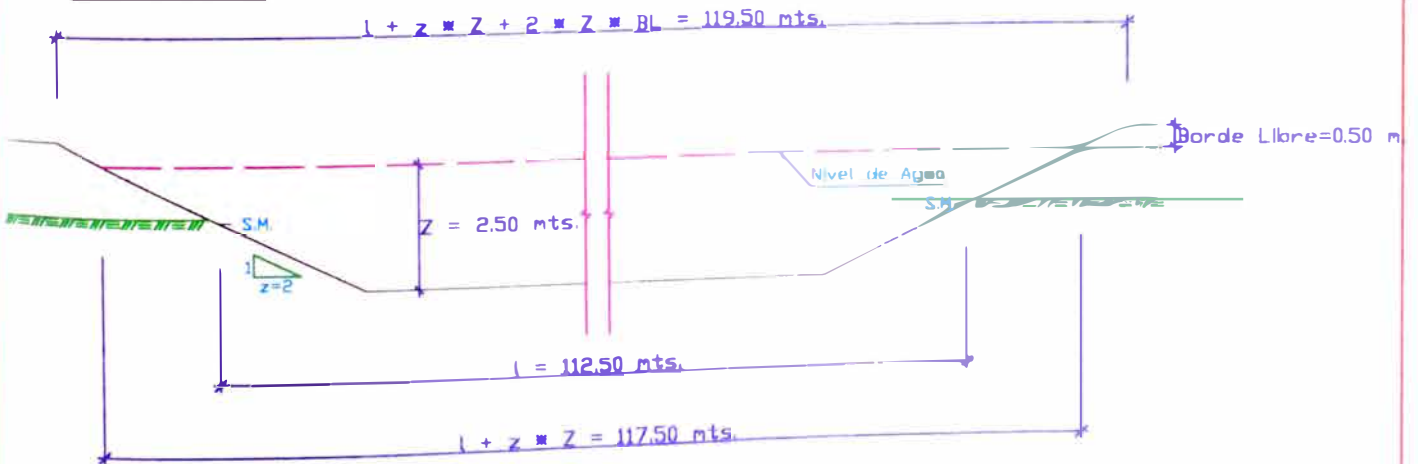
### GRAFICO N° 44

#### ESQUEMA DE SECCIONES DE LAGUNA SECUNDARIA - LAMUD

S. TRANSVERSAL:



S. LONGITUDINAL:



S.M.: Sección Media



➤ **Pérdidas por infiltración ( $Q_{\text{INFILTRACION}}$ )**

$$Q_{\text{INFILTRACION}} = kiA \Rightarrow Q_{\text{INFILTRACION}} = 10^{-8} * \left( \frac{2.50 + 0.50}{0.50} \right) * 37.50 * 112.50$$

$$Q_{\text{INFILTRACION}} = 0.000253 \text{ m}^3/\text{s} = 21.86 \text{ m}^3/\text{día}$$

➤ **Tasa Neta de Mortalidad Bacteriana ( $K_b$ )**

$$K_b = K_{20} * 1.05^{T-20} \Rightarrow K_b = 0.80 * 1.05^{15-20}$$

$$K_b = 0.627 \text{ día}^{-1}$$

➤ **Período de Retención en las Lagunas (PR)**

$$PR = \frac{l * w * z}{Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}}} \Rightarrow PR = \frac{112.50 * 37.50 * 2.50}{959.40 - 21.86}$$

$$PR = 11.25 \text{ días}$$

➤ **Período de Retención Corregido ( $PR_{\text{CORREGIDO}}$ )**

$$PR_{\text{CORREGIDO}} = PR * F_{\text{CH}} \Rightarrow PR_{\text{CORREGIDO}} = 11.25 * 0.70$$

$$PR_{\text{CORREGIDO}} = 7.88 \text{ días}$$

➤ **Número de Dispersión (d)**

$$d = \frac{1.158 [ PR_{\text{CORREGIDO}} * (w + 2z) ]^{0.489} * w^{1.511}}{(T + 42.50)^{0.734} * (l * z)^{1.489}}$$

$$d = \frac{1.158 [ 7.88 * (37.50 + 2 * 2.50) ]^{0.489} * 37.50^{1.511}}{(15 + 42.50)^{0.734} * (112.50 * 2.50)^{1.489}}$$

$$d = 0.055$$

➤ **Factor adimensional (a)**

$$a = \sqrt{1 + 4 * K_b * PR_{\text{CORREGIDO}} * d} \Rightarrow a = \sqrt{1 + 4 * 0.627 * 7.88 * 0.055}$$

$$a = 1.445$$



➤ **Coliformes Fecales en el Efluente ( $CF_{\text{EFLUENTE}}$ )**

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{CF_{\text{CRUDO}} * 4 * a * e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = \frac{5.78 * 10^5 * 4 * 1.445 * e^{(1-1.445)/(2 * 0.055)}}{(1+1.445)^2}$$

$$CF_{\text{EFLUENTE}} = 9.78 * 10^3 \text{ NPM/ 100 ml}$$

➤ **Caudal Efluente Unitario ( $Q_{\text{efluente unit.}}$ )**

$$Q_{\text{efluente unit.}} = Q_u - Q_{\text{INFILTRACION}} - Q_{\text{EVAPORACION}} \Rightarrow Q_{\text{efluente unit.}} = 959.40 - 21.86$$

$$Q_{\text{efluente unit.}} = 937.54 \text{ m}^3/\text{dia}$$

➤ **Caudal Efluente Total ( $Q_{\text{efluente total}}$ )**

$$Q_{\text{efluente total}} = Q_{\text{efluente unit}} * N \Rightarrow Q_{\text{efluente total}} = 937.54 * 1$$

$$Q_{\text{efluente total}} = 937.54 \text{ m}^3/\text{dia} = 10.85 \text{ lts./seg.}$$

➤ **Carga Remanente de DBO**

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = C * \frac{100 - ER_{\text{DBO obtenida}}}{100} \Rightarrow C_{\text{REMANENTE DBO}} = 100.95 * \frac{100 - 40}{100}$$

$$C_{\text{REMANENTE DBO}} = 60.57 \text{ kg DBO/dia}$$

➤ **Eficiencia de Remoción Obtenida de Coliformes Fecales ( $ER_{\text{CF obtenida}}$ )**

Para su cálculo se considerará la eficiencia global de remoción de coliformes fecales, es decir el obtenido luego del tratamiento primario más tratamiento secundario, por lo tanto:

$$ER_{\text{CF}} (\%) = \frac{CF_{\text{AR}} - CF_{\text{máxima en efluente}}}{CF_{\text{AR}}} * 100 \Rightarrow ER_{\text{CF global}} = \frac{10^8 - 9.78 * 10^3}{10^8} * 100$$

$$ER_{\text{CF global}} = 99.9902\%$$

Comparando con la eficiencia requerida por el tratamiento:

$$ER_{\text{CF global}} = 99.9902\% > ER_{\text{CF requerida}} = 99.99\% \quad \text{OK!}$$



En el Cuadro N° 100 que en seguida se presenta, se consigna la información sobre las condiciones finales en el diseño de las Lagunas Facultativas Primarias y Secundarias.

#### 5.4.7 Evaluación de las Condiciones Finales del Cuerpo Receptor.

La Carga Remanente de DBO del agua residual luego del tratamiento primario y secundario en la ciudad de Lámud es igual a **60.57 kg DBO/día**, del mismo modo la cantidad de coliformes fecales es **9.78 \* 10<sup>3</sup> NPM/100 ml**, presentes en el caudal efluente que asciende a **10.85 lts./seg.**

Con los valores anteriores y los parámetros de DBO y CF del río mencionados en el ítem 1.4.1, que a continuación se señalan, se procederá a evaluar el DBO y CF de la mezcla:

- ◆ Caudal de estiaje del río : 540 lts./seg.
- ◆ DBO<sub>RIO</sub> : 3.11 mg/lit.
- ◆ CF<sub>RIO</sub> : 819.77 NPM/ 100 ml

$$DBO_{AR} = \frac{C}{Q_{DISEÑO} * 0.0864} \Rightarrow DBO_{AR} = \frac{60.57}{10.85 * 0.0864}$$

$$DBO_{AR} = 64.61 \text{ mg/lit.}$$

$$DBO_{(mezcla)} = \frac{DBO_{RIO} Q_{RIO} + DBO_{AR} Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}} = \frac{3.11 * 540 + 64.61 * 10.85}{540 + 10.85}$$

$$DBO_{(mezcla)} = 4.32 \text{ mg/lit.}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{CF_{RIO} Q_{RIO} + CF_{AR} Q_{AR}}{Q_{RIO} + Q_{AR}}$$

$$CF_{(mezcla)} = \frac{819.77 * 540 + 9.78 * 10^3 * 10.85}{540 + 10.85}$$

$$CF_{(mezcla)} = 996.26 \text{ NPM/ 100 ml}$$

La Ley General de Aguas establece como valores máximos permisibles los siguientes:





$$DBO_{\text{PERMISIBLE}} = 10.00 \text{ mg/lt.}$$

$$CF_{\text{PERMISIBLE}} = 1000 \text{ NPM/ 100 ml}$$

Comparando ambos valores:

$$DBO_{(\text{mezcla})} = 4.32 \text{ mg/lt.} < DBO_{\text{PERMISIBLE}} = 10.00 \text{ mg/lt.} \quad \text{OK!}$$

$$CF_{(\text{mezcla})} = 996.26 \text{ NPM/100 ml} < CF_{\text{PERMISIBLE}} = 1000 \text{ NPM/100 ml} \quad \text{OK!}$$

**CARACTERISTICAS FINALES DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD**



CARACTERISTICAS	CIUDAD DE LUYA		CIUDAD DE LAMUD	
	LAGUNAS PRIMARIAS	LAGUNAS SECUNDARIAS	LAGUNAS PRIMARIAS	LAGUNAS SECUNDARIAS
Número de Lagunas	02	01	02	01
Inclinación de taludes interiores, z =	2	2	2	2
Inclinación de taludes exteriores, z =	3	3	3	3
Profundidad Util (mts.)	2.50	2.50	2.50	2.50
Altura de Lodos (mts.)	0.30		0.30	
Borde Libre (mts.)	0.50	0.50	0.50	0.50
Profundidad Total (mts.)	3.30	3.00	3.30	3.00
Dimensiones de Sección Media (mts.)				
L =	105.00	90.00	120.00	112.50
W =	35.00	30.00	40.00	37.50
Dimensiones de Fondo (mts.)				
LARGO	98.80	85.00	113.80	107.50
ANCHO	28.80	25.00	33.80	32.50
Dimensiones de Espejo de Agua (mts.)				
LARGO	110.00	95.00	125.00	117.50
ANCHO	40.00	35.00	45.00	42.50
Dimensiones de Coronación (mts.)				
LARGO	112.00	97.00	127.00	119.50
ANCHO	42.00	37.00	47.00	44.50
Caudal Efluente Unitario				
m³/día	435.40	856.80	479.70	937.54
lts./seg	5.04	9.92	5.55	10.85
Caudal Efluente Total				
m³/día	870.80	856.80	959.40	937.54
lts./seg	10.08	9.92	11.10	10.85
Area Unitaria en la Coronación ( Ha )	0.47	0.36	0.60	0.53
Area Total en la Coronación ( Ha )	0.94	0.36	1.20	0.53
Area Total de Tratamiento ( Ha )	1.30		1.73	
Area Total Requerida ( Ha )	1.50		1.99	
Población (habitantes)	3030		3365	
Requerimiento de Terreno (m²/habitante)	4.95		5.91	



## CAPITULO VI

# ANALISIS DE COSTOS, METRADOS Y PRESUPUESTOS

En el presente Capítulo, se determinará el costo total que implica la ejecución de los diversos componentes que intervienen en nuestro proyecto, que puede sintetizarse en tres aspectos fundamentales:

- ◆ La red de colectores y emisores.
- ◆ El Sistema de Bombeo, y
- ◆ Las Lagunas de Estabilización

Cabe destacar que los costos han sido elaborados con precios vigentes en los lugares del proyecto, con excepción de las tuberías RIB LOC, para las cuales se les ha considerado el costo adicional de flete terrestre.

En las páginas subsiguientes se ha detallado lo más minuciosamente posible, cada una de las partidas integrantes del presupuesto general, reflejando la realidad de costos y rendimientos en las ciudades de Luya y Lámud; por ello inicialmente el Costo Directo ha sido calculado por separado, para tener un mayor amplitud de juicio y comprender la envergadura del proyecto en cada ciudad.



## PRESUPUESTO DE OBRA

(CIUDAD DE LUYA)

PROYECTO : "REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE  
DESAGÜE DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD"

UBICACIÓN : LUYA, DISTRITO LUYA, PROVINCIA LUYA, DPTO. AMAZONAS

FECHA : ENERO DE 2001

ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
01.00	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>					<b>1,650.00</b>
01.01	Oficinas	Glb.	1.00	650.00	650.00	
01.02	Almacenes	Glb.	1.00	650.00	650.00	
01.03	Cartel de obra	Glb.	1.00	350.00	350.00	
02.00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>23,586.69</b>
02.01	Demolición de pavimento rígido existente	m <sup>2</sup>	461.85	7.13	3,292.99	
02.02	Movilización de equipo y maquinaria	Glb.	1.00	4,500.00	4,500.00	
02.03	Trazo y Replanteo	ml	17,548.55	0.90	15,793.70	
03.00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					<b>539,626.27</b>
03.01	Excavación c/i (máquinas) - Tub. 8"-10", hasta 2.00 m., en terreno normal	ml	14,877.25	12.05	179,270.86	
03.02	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 12"-14", hasta 2.00 m., en terreno normal	ml	403.70	14.22	5,740.61	
03.03	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 8"-10", 2.00 a 3.00 m., en terreno normal	ml	2121.20	18.88	40,048.26	
03.04	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 8"-10", 3.00 a 4.00 m., en terreno normal	ml	146.40	28.28	4,140.19	
03.05	Refine y Nivelación de zanja, incluye cama en terreno normal, Tub. 8" - 12"	ml	17,548.55	4.40	77,213.62	
03.06	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" - 10", hasta 2.00 mts. de profundidad	ml	14,877.25	9.04	134,490.34	
03.07	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" -10", 2.00 a 3.00 mts. de profundidad	ml	2,121.20	17.60	37,333.12	
03.08	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" - 10", 3.00 a 4.00 mts. de profundidad	ml	146.40	25.00	3,660.00	
03.09	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 12" - 14", hasta 2.00 mts. de profundidad	ml	403.70	12.30	4,965.51	
03.10	Eliminación del material excedente procedente de excavación en terreno normal, hasta D = 5 km.	m <sup>3</sup>	3,790.50	13.92	52,763.76	
04.00	<b>TUBERIAS</b>					<b>354,574.08</b>
04.01	Instalación Tub.RIB LOC de 8" + Prueba Hidr.	ml	16,108.65	18.28	294,466.12	
04.02	Instalación Tub. RIB LOC de 10" + Prueba Hidr.	ml	1,036.20	27.25	28,236.45	
04.03	Instalación Tub. RIB LOC de 12" + Prueba Hidr.	ml	403.70	48.52	19,587.52	
04.04	Prueba Hidráulica sin desinfección a zanja tapada	ml	17,548.55	0.70	12,283.99	
05.00	<b>CAMARAS DE INSPECCION</b>					<b>368,146.34</b>
05.01	Buzón Tipo I - Terr. Norm. hasta 1.50 mts. de prof.	Und.	128.00	1,749.62	223,951.36	
05.02	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 1.50 a 2.00 m. de prof.	Und.	20.00	1,974.53	39,490.60	
05.03	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 2.00 a 3.00 m. de prof.	Und.	33.00	2,383.68	78,661.44	
05.04	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 3.00 a 5.00 m. de prof.	Und.	6.00	4,340.49	26,042.94	



ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
06.00	<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS</b>					<b>470,486.16</b>
06.01	Conexión de desagüe - Tub. RIB LOC de Ø 6" Terreno Normal hasta 4.00 mts.	Und.	1,392.00	337.98	470,468.16	
07.00	<b>ESTACION DE BOMBEO</b>					<b>71,589.46</b>
	<i>TRABAJOS PRELIMINARES</i>					
07.01	Trazo y Replanteo	m <sup>2</sup>	15.00	0.83	12.45	
	<i>MOVIMIENTO DE TIERRAS</i>					
07.02	Excavación canal de acceso en cámara de rejas	m <sup>3</sup>	1.80	4.64	8.35	
07.03	Excavación para cámara húmeda y cámara seca	m <sup>3</sup>	41.85	6.74	282.07	
07.04	Excavac. en lecho de río, para tub. de impulsión	m <sup>3</sup>	48.65	21.95	1,067.87	
07.05	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	53.05	13.92	738.46	
	<i>CONCRETO ARMADO</i>					
07.06	Concreto en canal de acceso, f'c=140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	0.90	320.91	288.82	
07.07	Encofrado y desencofrado en canal de acceso	m <sup>2</sup>	5.65	12.81	72.38	
07.08	Acero en canal de acceso, fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	29.55	1.93	57.03	
07.09	Concreto en muros, f'c=175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	25.85	357.18	9,233.10	
07.10	Encofrado y desencofrado de muros	m <sup>2</sup>	74.80	13.41	1,003.07	
07.11	Acero en muros, fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	860.15	1.98	1,703.10	
07.12	Concreto en losa maciza, f'c=175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.60	311.57	498.51	
07.13	Encofrado y desencofrado de losa maciza	m <sup>2</sup>	12.65	13.00	164.45	
07.14	Acero en losa maciza, fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	88.50	1.98	175.23	
	<i>CARPINTERIA METALICA</i>					
07.15	Escaleras de F°G° en Estación de Bombeo	ml	6.10	93.82	572.30	
07.16	Marco y Tapa de Fierro en Cámara de rejas	Und.	3.00	212.79	638.37	
07.17	Instalación de rejas de fierro	Und.	1.00	92.15	92.15	
	<i>INSTALACION DE BOMBAS</i>					
07.18	Instalación de tubería de impulsión, PVC Ø 6"	ml	30.00	92.71	2,781.30	
07.19	Suministro e instalación de bombas y accesorios	Und.	3.00	17,330.50	51,991.50	
	<i>INSTALACIONES ELECTRICAS</i>					
07.20	Tablero de Distribución	Und.	1.00	208.95	208.95	
08.00	<b>LAGUNAS DE ESTABILIZACION</b>					<b>317,685.49</b>
	<i>TRABAJOS PRELIMINARES</i>					
08.01	Trazo y Replanteo	ml	1,520.20	0.90	1,368.18	
	<i>MOVIMIENTO DE TIERRAS</i>					
08.02	Excavación de zanjas en cerco perimétrico	m <sup>3</sup>	89.70	4.64	416.21	
08.03	Excavación en estructuras de distribución, rejas, medición, ingreso, interconexión y salida	m <sup>3</sup>	63.40	4.64	294.18	
08.04	Excavación para lagunas	m <sup>3</sup>	13,978.70	6.74	94,216.44	
08.05	Conformación de Taludes	m <sup>3</sup>	9,517.30	2.81	26,743.61	
08.06	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	7,333.22	13.92	102,078.42	
	<i>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</i>					
08.07	Cimientos corridos	m <sup>3</sup>	89.70	172.67	15,488.50	
08.08	Encofrado y desencofrado de sobrecimientos	m <sup>2</sup>	268.95	8.61	2,315.66	
08.09	Concreto en sobrecimientos	m <sup>3</sup>	20.15	225.66	4,547.05	



ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
<b>CONCRETO ARMADO</b>						
08.10	Concreto en canales, f'c=140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	17.45	320.91	5,599.88	
08.11	Encofrado y desencofrado en canales	m <sup>2</sup>	82.16	12.81	1,052.47	
08.12	Acero en canales, fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	330.15	1.93	637.19	
08.13	Concreto en borde superior de Lagunas	m <sup>3</sup>	33.15	320.91	10,638.17	
08.14	Concreto en columnas, f'c= 175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	8.40	346.02	2,906.57	
08.15	Encofrado y desencofrado de columnas	m <sup>2</sup>	112.00	13.70	1,534.40	
08.16	Acero en columnas, fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,372.50	1.98	2,717.55	
08.17	Concreto en vigas, f'c= 175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	13.45	315.58	4,244.55	
08.18	Encofrado y desencofrado de vigas	m <sup>2</sup>	179.30	14.61	2,619.57	
08.19	Acero en vigas, fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1,845.20	1.98	3,653.50	
<b>ALBAÑILERIA</b>						
08.20	Muro de ladrillo pandereta, aparejo soga	m <sup>2</sup>	896.60	31.49	28,233.93	
<b>TARRAJEO Y REVOQUES</b>						
08.21	Tarrajeo de superficie de columnas	m <sup>2</sup>	112.00	10.62	1,189.44	
08.22	Tarrajeo de superficie de vigas	m <sup>2</sup>	246.55	14.95	3,685.92	
<b>CARPINTERIA METALICA</b>						
08.23	Puerta de Fierro en ingreso Principal	Und.	1.00	623.17	623.17	
08.24	Instalación de rejas de fierro	Und.	1.00	92.15	92.15	
<b>TUBERIAS</b>						
08.25	Tubería de rebose de Ø 8"	ml	30.00	18.28	548.40	
08.26	Tubería de descarga de Ø 8"	ml	13.15	18.28	240.38	
09.00	<b>TRABAJOS COMPLEMENTARIOS</b>					<b>32,856.01</b>
09.01	Reposición de Pavimento Rigido	m <sup>2</sup>	461.85	71.14	32,856.01	
10.00	<b>FLETE</b>					<b>10,050.50</b>
10.01	Flete Terrestre	Glb.	1.00	10,050.50	10,050.50	
<b>COSTO DIRECTO DE OBRA :</b>					<b>S/. 2' 190,251.00</b>	



### PRESUPUESTO DE OBRA

(CIUDAD DE LAMUD)

PROYECTO : "REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE  
DESAGÜE DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD"

UBICACIÓN : LAMUD, DISTRITO LAMUD, PROVINCIA LUYA, DPTO. AMAZONAS

FECHA : ENERO DE 2001

ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
01.00	<b><u>OBRAS PROVISIONALES</u></b>					<b>1,650.00</b>
01.01	Oficinas	Glb.	1 00	650.00	650.00	
01.02	Almacenes	Glb.	1.00	650.00	650.00	
01.03	Cartel de obra	Glb.	1.00	350.00	350.00	
02.00	<b><u>TRABAJOS PRELIMINARES</u></b>					<b>38,462.11</b>
02.01	Demolición de pavimento rígido existente	m <sup>2</sup>	2,015.70	7.13	14,371.94	
02.02	Movilización de equipo y maquinaria	Glb.	1 00	4,500.00	4,500.00	
02.03	Trazo y Replanteo	ml	21,766.85	0.90	19,590.17	
03.00	<b><u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u></b>					<b>758,046.14</b>
03.01	Excavación c/i (máquinas) - Tub. 8"-10", hasta 2.00 m., en terreno normal	ml	16,578.95	12.05	199,776.35	
03.02	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 12"-14", hasta 2.00 m., en terreno normal	ml	800.00	14.22	11,376.00	
03.03	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 8"-10", 2.00 a 3.00 m., en terreno normal	ml	1781.25	18.88	33,630.00	
03.04	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 8"-10", 3.00 a 4.00 m., en terreno normal	ml	994.25	28.28	28,117.39	
03.05	Excavación c/i (máquinas) -Tub. 12"-14", 3.00 a 4.00 m., en terreno normal	ml	357.45	41.16	14,712.64	
03.06	Excavación c/i (máquinas)-Tub. 8"-10", mayor a 4.00 m., en terreno normal	ml	488.75	35.83	17,511.91	
03.07	Excavación a pulso -Tub. 8"-10", hasta 2.00 m., en terreno normal	ml	766.20	9.58	7,340.20	
03.08	Refine y Nivelación de zanja, incluye cama en terreno normal, Tub. 8" - 12"	ml	20,844.65	4.40	91,716.46	
03.09	Refine y Nivelación de zanja, incluye cama en terreno normal, Tub. 14"	ml	922.20	5.23	4,823.11	
03.10	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" - 10", hasta 2.00 mts. de profundidad	ml	17,345.15	9.04	156,800.16	
03.11	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" -10", 2.00 a 3.00 mts. de profundidad	ml	1,781.25	17.60	31,350.00	
03.12	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" - 10", 3.00 a 4.00 mts. de profundidad	ml	994.25	25.00	24,856.25	
03.13	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 8" -10", mayor a 4.00 mts. de profundidad	ml	488.75	43.85	21,431.69	
03.14	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 12" - 14", hasta 2.00 mts. de profundidad	ml	800.00	12.30	9,840.00	
03.15	Relleno Compactado zanja Terreno normal Tub. 12" - 14", 3.00 a 4.00 mts. de profundidad	ml	357.45	33.71	12,049.64	
03.16	Eliminación del material excedente hasta 30 mts.	m <sup>3</sup>	225.30	3.09	696.18	
03.17	Eliminación del material excedente procedente de excavación en terreno normal, hasta D = 5 km.	m <sup>3</sup>	6,610.50	13.92	92,018.16	



ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
04.00	<b>TUBERIAS</b>					<b>469,198.39</b>
04.01	Instalación Tub. RIB LOC de 8" + Prueba Hidr.	ml	19,687.30	18.28	359,883.84	
04.02	Instalación Tub. RIB LOC de 10" + Prueba Hidr.	ml	933.80	27.25	25,446.05	
04.03	Instalación Tub. RIB LOC de 12" + Prueba Hidr.	ml	223.55	48.52	10,846.65	
04.04	Instalación Tub. RIB LOC de 14" + Prueba Hidr.	ml	922.20	62.66	57,785.05	
04.05	Prueba Hidráulica sin desinfección a zanja tapada	ml	21,766.85	0.70	15,236.80	
05.00	<b>CAMARAS DE INSPECCION</b>					<b>752,931.88</b>
05.01	Buzón Tipo I - Terr. Norm. hasta 1.50 mts. de prof.	Und	246.00	1,749.62	430,406.52	
05.02	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 1.50 a 2.00 m. de prof.	Und.	29.00	1,974.53	57,261.37	
05.03	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 2.00 a 3.00 m. de prof.	Und.	46.00	2,383.68	109,649.28	
05.04	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 3.00 a 5.00 m. de prof.	Und.	29.00	4,340.49	125,874.21	
05.05	Buzón Tipo I - Terr. Norm., 5.00 a 6.00 m. de prof.	Und.	6.00	4,956.75	29,740.50	
06.00	<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS</b>					<b>573,214.08</b>
06.01	Conexión de desagüe - Tub. RIB LOC de Ø 6" Terreno Normal hasta 4.00 mts.	Und.	1,696.00	337.98	573,214.08	
07.00	<b>ESTACION DE BOMBEO</b>					<b>98,407.88</b>
	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
07.01	Trazo y Replanteo	m <sup>2</sup>	16.20	0.83	13.45	
	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
07.02	Excavación canal de acceso en cámara de rejás	m <sup>3</sup>	1.80	4.64	8.35	
07.03	Excavación para cámara húmeda y cámara seca	m <sup>3</sup>	48.90	6.74	329.59	
07.04	Excavac. en lecho de río, para tub. de impulsión	m <sup>3</sup>	50.10	21.95	1,099.70	
07.05	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	61.50	13.92	856.08	
	<b>CONCRETO ARMADO</b>					
07.06	Concreto en canal de acceso, f <sub>c</sub> =140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.15	320.91	369.05	
07.07	Encofrado y desencofrado en canal de acceso	m <sup>2</sup>	7.05	12.81	90.31	
07.08	Acero en canal de acceso, f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	36.85	1.93	71.12	
07.09	Concreto en muros, f <sub>c</sub> =175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	28.44	357.18	10,158.20	
07.10	Encofrado y desencofrado de muros	m <sup>2</sup>	82.30	13.41	1,103.64	
07.11	Acero en muros, f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	908.55	1.98	1,798.93	
07.12	Concreto en loza maciza, f <sub>c</sub> =175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	2.08	311.57	648.07	
07.13	Encofrado y desencofrado de losa maciza	m <sup>2</sup>	16.68	13.00	216.84	
07.14	Acero en losa maciza, f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	97.35	1.98	192.75	
	<b>CARPINTERIA METALICA</b>					
07.15	Escaleras de F°G° en Estación de Bombeo	ml	6.50	93.82	609.83	
07.16	Marco y Tapa de Fierro en Cám. reja y bombeo	Und.	3.00	212.79	638.37	
07.17	Instalación de rejás de fierro	Und.	1.00	92.15	92.15	
	<b>INSTALACION DE BOMBAS</b>					
07.18	Instalación de tubería de impulsión, PVC Ø 12"	ml	25.00	332.30	8,307.50	
07.19	Suministro e instalación de bombas y accesorios	Und.	3.00	23,865.00	71,595.00	
	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>					
07.20	Tablero de Distribución	Und.	1.00	208.95	208.95	





ITEM	PARTIDA	UNID.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.PARCIAL	P.TOTAL
08.00	<b>LAGUNAS DE ESTABILIZACION</b>					<b>589,006.08</b>
	<i>TRABAJOS PRELIMINARES</i>					
08.01	Trazo y Replanteo	ml	1,600.20	0.90	1,440.18	
	<i>MOVIMIENTO DE TIERRAS</i>					
08.02	Excavación de zanjas en cerco perimétrico	m³	104.35	4.64	484.18	
08.03	Excavación en estructuras de distribución, rejillas, medición, ingreso, interconexión y salida	m³	78.10	4.64	362.38	
08.04	Excavación para lagunas	m³	19,436.85	6.74	131,004.37	
08.05	Conformación de Taludes	m³	10,990.00	2.81	30,881.90	
08.06	Eliminación de material excedente	m³	12,532.30	13.92	174,449.62	
	<i>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</i>					
08.07	Cimientos corridos	m³	104.35	172.67	18,018.11	
08.08	Encofrado y desencofrado de sobrecimientos	m²	313.10	8.61	2,695.79	
08.09	Concreto en sobrecimientos	m³	23.50	225.66	5,303.01	
	<i>CONCRETO ARMADO</i>					
08.10	Concreto en canales, f'c=140 kg/cm²	m³	19.20	320.91	6,161.47	
08.11	Encofrado y desencofrado en canales	m²	85.30	12.81	1,092.69	
08.12	Acero en canales, fy=4200 kg/cm²	kg	360.75	1.93	696.25	
08.13	Concreto en borde superior de Lagunas	m³	38.40	320.91	12,322.94	
08.14	Concreto en columnas, f'c= 175 kg/cm²	m³	9.90	346.02	3,425.60	
08.15	Encofrado y desencofrado de columnas	m²	132.00	13.70	1,808.40	
08.16	Acero en columnas, fy=4200 kg/cm²	kg	1,697.85	1.98	3,361.74	
08.17	Concreto en vigas, f'c= 175 kg/cm²	m³	15.65	315.58	4,938.83	
08.18	Encofrado y desencofrado de vigas	m²	208.70	14.61	3,049.11	
08.19	Acero en vigas, fy=4200 kg/cm²	kg	1,918.65	1.98	3,798.93	
	<i>ALBAÑILERIA</i>					
08.20	Muro de ladrillo pandereta, aparejo soga	m²	1,043.60	31.49	32,862.96	
	<i>TARRAJEO Y REVOQUES</i>					
08.21	Tarrajeo de superficie de columnas	m²	132.00	10.62	1,401.84	
08.22	Tarrajeo de superficie de vigas	m²	286.95	14.95	4,289.90	
	<i>CARPINTERIA METALICA</i>					
08.23	Puerta de Fierro en ingreso a sistema de lagunas	Und.	1	623.17	623.17	
	<i>TUBERIAS</i>					
08.24	Tubería de rebose RIB LOC Ø 10"	ml	20.55	27.25	559.99	
08.25	Tubería de descarga RIB LOC Ø 8"	ml	31.50	18.28	575.82	
09.00	<b>TRABAJOS COMPLEMENTARIOS</b>					<b>143,396.90</b>
09.01	Reposición de Pavimento Rígido	m²	2015.70	71.14	143,396.90	
10.00	<b>FLETE</b>					<b>13,090.50</b>
10.01	Flete Terrestre	Glb.	1.00	13090.50	13,090.50	
<b>S/. 3' 437,403.96</b>						
<b>COSTO DIRECTO DE OBRA :</b>						



## RESUMEN GENERAL

FECHA: ENERO 2001

		CIUDAD DE LUYA		CIUDAD DE LAMUD
COSTO DIRECTO	:	S/. 2' 190,251.00		S/. 3' 437,403.96
GASTOS GENERALES (10% C.D.)	:	S/. 219,025.10		S/. 343,740.40
UTILIDAD (5% C.D.)	:	S/. 109,512.55		S/. 171,870.20
<b><u>SUB TOTAL</u></b>	:	S/. <u>2' 518,788.65</u>		S/. <u>3' 953,014.56</u>
I.G.V. (18%)	:	453,381.96		711,542.62
<b>TOTAL</b>	:	S/. <u>2' 972,170.61</u>		S/. <u>4' 664,557.18</u>
<b>COSTO TOTAL</b>	:	S/.		<b>7' 636,727.79</b>

**SON:** SIETE MILLONES SEISCIENTOS TREINTA Y SEIS MIL SETECIENTOS VEINTE Y SIETE  
Y 79/100 NUEVOS SOLES



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:

ENERO 2001

<b>PARTIDA:</b> Demolición de pavimento rígido, $\alpha = 8^\circ$				UND : m <sup>2</sup>		
<b>RENDIMIENTO:</b> 2 of. + 2 pe. : 150.00 m <sup>2</sup> /día						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OFICIAL	HH.	0.107	3.75	0.40	
	PEON	HH.	0.107	2.25	0.24	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>0.64</b>
<b>EQUIPO</b>						
	COMPRES. NEUM. 76 HP 125-175 PCM	HM	0.053	36.53	1.94	
	MARTILLO NEUMATICO DE 24 KG	HM	0.212	21.32	4.52	
	HERRAMIENTAS	%	5.000	0.64	0.03	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>6.49</b>
					<b>COSTO DIRECTO(M<sup>2</sup>):</b>	<b>S/. 7.13</b>

<b>PARTIDA:</b> Trazo y Replanteo				UND : ml		
<b>RENDIMIENTO:</b> 1 top. + 1 op. + 3 pe. : 400.00 ml/día						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	TOPOGRAFO	HH.	0.020	4.38	0.09	
	OPERARIO	HH.	0.020	4.38	0.09	
	PEON	HH.	0.060	2.25	0.14	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>0.32</b>
<b>MATERIALES</b>						
	YESO - BOL. * 25 KG	BL.	0.010	4.00	0.04	
	MADERA CEPILLADA	P <sup>2</sup>	0.020	1.50	0.03	
	PINTURA ESMALTE SINTETICO	GLN	0.001	40.00	0.04	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>0.11</b>
<b>EQUIPO</b>						
	TEODOLITO	HM	0.020	9.75	0.20	
	NIVEL	HM	0.020	7.95	0.16	
	JALONES	UND	0.040	2.50	0.10	
	WINCHA DE 100 MTS.	UND	0.001	5.00	0.01	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>0.47</b>
					<b>COSTO DIRECTO(ML):</b>	<b>S/. 0.90</b>



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:  
ENERO 2001

PARTIDA:		Excavación c/i (máquinas) -Tub. 8" -10" hasta profund. promedio de 2.00 mts. - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1 op. + 1 of. + 2 pe. : 75.50 ml / día			UND : ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.106	4.38	0.46	
	OFICIAL	HH.	0.106	4.38	0.46	
	PEON	HH.	0.212	2.25	0.48	
					SUB TOTAL:	1.40
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXC. 62 HP-1 YD <sup>3</sup>	HM	0.106	100.20	10.62	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	1.40	0.03	
					SUB TOTAL:	10.65
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 12.05

PARTIDA:		Excavación c/i (máquinas) -Tub. 12" -14" hasta profund. promedio de 2.00 mts. - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1 op. + 1 of. + 2 pe. : 64.00 ml / día			UND : ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.125	4.38	0.55	
	OFICIAL	HH.	0.125	4.38	0.55	
	PEON	HH.	0.250	2.25	0.56	
					SUB TOTAL:	1.66
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXC. 62 HP-1 YD <sup>3</sup>	HM	0.125	100.20	12.53	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	1.66	0.03	
					SUB TOTAL:	12.56
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 14.22

PARTIDA:		Cartel de Obra				
RENDIMIENTO:		UND : Glb.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	CARTEL DE OBRA	GLB.	1.000	350.00	350.00	
					SUB TOTAL:	350.00
					COSTO DIRECTO(GLB):	S/. 350.00



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Cimientos Corridos		RENDIMIENTO: 2 op.+ 2 of.+ 8 pe.+1 mez.: 25.00 m³/día		UND :	m³		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	0.640	4.38	2.80		
	OFICIAL	HH	0.640	3.75	2.40		
	PEON	HH.	2.560	2.25	5.76		
					SUB TOTAL:	10.96	
<b>MATERIALES</b>							
	PIEDRA GRANDE 8"	M³	0.490	35.00	17.15		
	CEMENTO PORTLAND	BL	2.700	25.00	67.50		
	HORMIGON	M³	0.910	75.00	68.25		
	AGUA	M³	0.160	3.00	0.48		
					SUB TOTAL:	153.38	
<b>EQUIPO</b>							
	MEZCLADORA CONCRETO, 9-11 P³	HM	0.320	25.00	8.00		
	HERRAMIENTAS	%	3.000	10.96	0.33		
					SUB TOTAL:	8.33	
					COSTO DIRECTO(M³):	S/. 172.67	

PARTIDA: Encofrado y desencofrado de sobrecimientos		RENDIMIENTO: 1.0 op. + 1.0 of.: 16.00 m²/día		UND :	m²		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	0.500	4.38	2.19		
	OFICIAL	HH	0.500	3.75	1.88		
					SUB TOTAL:	4.07	
<b>MATERIALES</b>							
	CLAVOS 3"	KG	0.080	3.50	0.28		
	MADERA TORNILLO	P²	2.294	1.50	3.44		
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.200	3.50	0.70		
					SUB TOTAL:	4.42	
<b>EQUIPO</b>							
	HERRAMIENTAS	%	3.000	4.07	0.12		
					SUB TOTAL:	0.12	
					COSTO DIRECTO(M²):	S/. 8.61	



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:  
ENERO 2001

<b>PARTIDA:</b> Concreto en sobrecimientos, 1:8 + 25% P.M.						
<b>RENDIMIENTO:</b> 0.5 op.+ 1of.+ 4 pe.+1 mez.: 6.00 m <sup>3</sup> /día				UND : m <sup>3</sup>		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.667	4.38	2.92	
	OFICIAL	HH.	1.333	3.75	5.00	
	PEON	HH.	5.333	2.25	12.00	
					SUB TOTAL:	19.92
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	3.650	25.00	91.25	
	HORMIGON	M <sup>3</sup>	0.976	75.00	73.20	
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.160	3.00	0.48	
	PIEDRA MEDIANA (MAX 4")	M <sup>3</sup>	0.419	40.00	16.76	
					SUB TOTAL:	181.69
<b>EQUIPO</b>						
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>2</sup>	HM	0.670	25.00	16.75	
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.670	10.00	6.70	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	19.92	0.60	
					SUB TOTAL:	24.05
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 225.66

<b>PARTIDA:</b> Excavación masiva en Lagunas - Terreno normal						
<b>RENDIMIENTO:</b> 0.80 opp. + 0.80 of + 1.60 pe. : 131.00 m <sup>3</sup> /día				UND : m <sup>3</sup>		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.049	4.38	0.21	
	OFICIAL	HH.	0.049	3.75	0.18	
	PEON	HH.	0.098	2.25	0.22	
					SUB TOTAL:	0.61
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXCAV 62 HP	HM	0.061	100.20	6.11	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.61	0.02	
					SUB TOTAL:	6.13
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 6.74



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

<b>PARTIDA:</b> Excavación c/l (máquinas) -Tub. 8" -10" hasta profund. promedio de 3.00 mts. - Terreno Normal						
<b>RENDIMIENTO:</b> 1 op. + 1 of. + 2 pe. : 48.00 ml / día				UND : ml		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.167	4.38	0.73	
	OFICIAL	HH.	0.167	3.75	0.63	
	PEON	HH.	0.334	2.25	0.75	
					SUB TOTAL:	2.11
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXC 62 HP-1 YD <sup>3</sup>	HM	0.167	100.20	16.73	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	2.11	0.04	
					SUB TOTAL:	16.77
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 18.88

<b>PARTIDA:</b> Estructuras de entrada, interconexión y/o salida - Lagunas de Estab.						
<b>RENDIMIENTO:</b>				UND : Und.		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	Estructura según diseño	UND	1.000	585.50	585.50	
					SUB TOTAL:	585.50
					COSTO DIRECTO(UND):	S/. 585.50

<b>PARTIDA:</b> Almacenes						
<b>RENDIMIENTO:</b>				UND : Glb.		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	ALMACEN	GLB.	1.000	650.00	650.00	
					SUB TOTAL:	650.00
					COSTO DIRECTO(GLB):	S/. 650.00



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Concreto en losa maciza, f'c=175 kg/cm <sup>2</sup>		UND :		m <sup>3</sup>	
RENDIMIENTO:		1 op.+ 0.5 of. + 5 pe.:10.00 m <sup>3</sup> /dia					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	0.800	4.38	3.50		
	OFICIAL	HH.	0.400	3.75	1.50		
	PEON	HH.	4.000	2.25	9.00		
					SUB TOTAL:	14.00	
<b>MATERIALES</b>							
	CEMENTO PORTLAND	BL	8.850	25.00	221.25		
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.570	45.00	25.65		
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.580	65.00	37.70		
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55		
					SUB TOTAL:	285.15	
<b>EQUIPO</b>							
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.320	25.00	8.00		
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.400	10.00	4.00		
	HERRAMIENTAS	%	3.000	14.00	0.42		
					SUB TOTAL:	12.42	
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 311.57	

PARTIDA:		Encofrado y desencofrado de losa maciza		UND :		m <sup>2</sup>	
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of.: 10.00 m <sup>2</sup> /dia					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	0.800	4.38	3.50		
	OFICIAL	HH.	0.800	3.75	3.00		
					SUB TOTAL:	6.50	
<b>MATERIALES</b>							
	CLAVOS 3"	KG	0.200	3.50	0.70		
	MADERA TORNILLO	P <sup>3</sup>	3.500	1.50	5.25		
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.100	3.50	0.35		
					SUB TOTAL:	6.30	
<b>EQUIPO</b>							
	HERRAMIENTAS	%	3.000	6.50	0.20		
					SUB TOTAL:	0.20	
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 13.00	





PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Ácero para losa maciza, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$		UND : kg		
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. : 250.00 kg/día				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.032	4.38	0.14	
	OFICIAL	HH.	0.032	3.75	0.12	
					SUB TOTAL:	0.26
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 16	KG	0.060	3.50	0.21	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.070	1.40	1.50	
					SUB TOTAL:	1.71
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.26	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(KG):	S/. 1.98

PARTIDA:		Excavación en cámara de bombeo - Terreno normal		UND : m³		
RENDIMIENTO:		0.80 opp. + 0.80 of + 1.60 pe. : 131.00 m³/día				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.049	4.38	0.21	
	OFICIAL	HH.	0.049	3.75	0.18	
	PEON	HH.	0.098	2.25	0.22	
					SUB TOTAL:	0.61
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXCAV 62 HP	HM	0.061	100.20	6.11	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.61	0.02	
					SUB TOTAL:	6.13
					COSTO DIRECTO(M³):	S/. 6.74



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:

ENERO 2001

PARTIDA:		Excavación c/i (máquinas) - Tub. 8" - 10" hasta profund. promedio de 4.00 mts. - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1 op. + 1 of. + 2 pe. : 32.00 ml / día			UND :	ml
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.250	4.38	1.10	
	OFICIAL	HH.	0.250	3.75	0.94	
	PEON	HH.	0.500	2.25	1.13	
					SUB TOTAL:	3.17
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXC 62 HP-1 YD <sup>3</sup>	HM	0.250	100.20	25.05	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	3.17	0.06	
					SUB TOTAL:	25.11
					COSTO DIRECTO(ML):	S/ 28.28

PARTIDA:		Excavación c/i (máquinas) - Tub. 12" - 14" hasta profund. promedio de 4.00 mts. - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1 op. + 1 of. + 2 pe. : 22.00 ml / día			UND :	ml
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	0.364	4.38	1.59	
	OFICIAL	HH.	0.364	3.75	1.37	
	PEON	HH.	0.728	2.25	1.64	
					SUB TOTAL:	4.60
<b>EQUIPO</b>						
	CARGADOR RETROEXC 62 HP-1 YD <sup>3</sup>	HM	0.364	100.20	36.47	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	4.60	0.09	
					SUB TOTAL:	36.56
					COSTO DIRECTO(ML):	S/ 41.16

PARTIDA:		Oficinas		UND :	Glb.	
RENDIMIENTO:						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	OFICINA	GLB	1.000	650.00	650.00	
					SUB TOTAL:	650.00
					COSTO DIRECTO(GLB):	S/ 650.00



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>PARTIDA:</b> Excavación c/ (máquinas) -Tub. 8" -10" profund. mayor a 4.00 mts. - Terreno Normal						
<b>RENDIMIENTO:</b> 1 op. + 1 of. + 2 pe. :50.00 ml / día						
UND : ml						
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	0.160	4.38	0.70	
	OFICIAL	HH	0.160	3.75	0.60	
	PEON	HH	0.320	2.25	0.72	
					SUB TOTAL:	2.02
<b>EQUIPO</b>						
	RETROEXC S/O 115-165 HP-1.4 YD <sup>3</sup>	HM	0.160	210.55	33.69	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	2.02	0.12	
					SUB TOTAL:	33.81
					COSTO DIRECTO(ML):	SI. 35.83

CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>PARTIDA:</b> Excavación a pulso -Tub. 8" -10" hasta prof. promedio de 2.00 mts. - Terreno Normal						
<b>RENDIMIENTO:</b> 10 pe. :19.35 ml / día						
UND : ml						
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH	4.134	2.25	9.30	
					SUB TOTAL:	9.30
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	9.30	0.28	
					SUB TOTAL:	0.28
					COSTO DIRECTO(ML):	SI. 9.58

CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>PARTIDA:</b> Excavación para cimiento						
<b>RENDIMIENTO:</b> 1 pe. : 4.00 m <sup>3</sup> / día						
UND : m <sup>3</sup>						
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH	2.000	2.25	4.50	
					SUB TOTAL:	4.50
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.00	4.50	0.14	
					SUB TOTAL:	0.14
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	SI. 4.64



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

<b>PARTIDA:</b>		Excavación en lecho de río para instalación de tub. de impulsión				
<b>RENDIMIENTO:</b>		1.60 opp. + 0.80 of + 1.60 pe. : 80.00 m <sup>3</sup> /día			UND :	m <sup>3</sup>
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	0.160	4.38	0.70	
	OFICIAL	HH	0.080	3.75	0.30	
	PEON	HH	0.160	2.25	0.36	
					SUB TOTAL:	1.36
<b>EQUIPO</b>						
	TRACTOR S/LLANTA 200 - 250 HP	HM	0.050	210.95	10.55	
	CARGADOR RETROEXCAV 62 HP	HM	0.100	100.20	10.02	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.61	0.02	
					SUB TOTAL:	20.59
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 21.95

<b>PARTIDA:</b>		Refine y Nivelación de zanja inc. cama -Tub. 8" -12" - Terreno Normal				
<b>RENDIMIENTO:</b>		1 pe. : 29.60 ml / día			UND :	ml
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH.	0.270	2.25	0.61	
					SUB TOTAL:	0.61
<b>MATERIALES</b>						
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.084	45.00	3.78	
					SUB TOTAL:	3.78
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	2.000	0.61	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(ML).	S/ 4.40



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Refine y Nivelación de zanja inc. cama - Tub. 14" - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1 pe. : 25.00 ml / día		UND :	ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH.	0.320	2.25	0.72	
					SUB TOTAL:	0.72
<b>MATERIALES</b>						
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.100	45.00	4.50	
					SUB TOTAL:	4.50
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	2.000	0.72	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 5.23

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 8" - 10" hasta 2.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		0.9 op. + 24 pe. : 65.40 ml/día		UND :	ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH	0.110	4.38	0.48	
	PEON	HH	2.936	2.25	6.61	
					SUB TOTAL:	7.09
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.083	3.00	0.25	
					SUB TOTAL:	0.25
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB TIPO PL 4 HP	HM	0.110	14.15	1.56	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	7.09	0.14	
					SUB TOTAL:	1.70
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 9.04



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 8" - 10" hasta 3.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 31.31 pe.:42.00 ml/día				
		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH.	0.190	4.38	0.83	
	PEON	HH.	5.949	2.25	13.39	
					SUB TOTAL:	14.22
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M³	0.135	3.00	0.41	
					SUB TOTAL:	0.41
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB TIPO PL. 4 HP	HM	0.190	14.15	2.69	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	14.22	0.28	
					SUB TOTAL:	2.97
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 17.60

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 8" - 10" hasta 4.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 31.31 pe.:30.00 ml/día				
		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH	0.267	4.38	1.17	
	PEON	HH	8.360	2.25	18.81	
					SUB TOTAL:	19.98
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M³	0.281	3.00	0.84	
					SUB TOTAL:	0.84
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB. TIPO PL. 4 HP	HM	0.267	14.15	3.78	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	19.98	0.40	
					SUB TOTAL:	4.18
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 25.00



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 8" - 10" mayor a 4.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 31.23 pe.: 18.00 ml/día				
		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH.	0.440	4.38	1.93	
	PEON	HH.	13.880	2.25	31.23	
					SUB TOTAL:	33.16
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.406	3.00	1.22	
					SUB TOTAL:	1.22
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB TIPO PL. 4 HP	HM	0.606	14.15	8.57	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	45.23	0.90	
					SUB TOTAL:	9.47
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 43.85

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 12" - 14" hasta 2.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 31.29 pe.: 60.00 ml/día				
		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH.	0.133	4.38	0.58	
	PEON	HH.	4.162	2.25	9.36	
					SUB TOTAL:	9.94
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.094	3.00	0.28	
					SUB TOTAL:	0.28
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB. TIPO PL. 4 HP	HM	0.133	14.15	1.88	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	9.94	0.20	
					SUB TOTAL:	2.08
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 12.30



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Encofrado y desencofrado de columnas		RENDIMIENTO: 1.0 op. + 1.0 of.: 12.00 m <sup>2</sup> /día		UND : m <sup>2</sup>		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.667	4.38	2.92	
	OFICIAL	HH.	0.667	3.75	2.50	
					SUB TOTAL:	5.42
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.200	3.50	0.70	
	CLAVOS 3"	KG	0.200	3.50	0.70	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	4.480	1.50	6.72	
					SUB TOTAL:	8.12
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	5.42	0.16	
					SUB TOTAL:	0.16
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 13.70

PARTIDA: Concreto en columnas f'c= 175 kg/cm <sup>2</sup>		RENDIMIENTO: 2 op.+ 2 of.+ 10 pe.: 10.00 m <sup>3</sup> /día		UND : m <sup>3</sup>		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	1.600	4.38	7.01	
	OFICIAL	HH.	1.600	3.75	6.00	
	PEON	HH.	8.400	2.25	18.90	
					SUB TOTAL:	31.91
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	8.850	25.00	221.25	
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.570	45.00	25.65	
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.580	65.00	37.70	
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55	
					SUB TOTAL:	285.15
<b>EQUIPO</b>						
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.800	25.00	20.00	
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.800	10.00	8.00	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	31.91	0.96	
					SUB TOTAL:	28.96
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 346.02





PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Acero para columnas, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$		UND :		kg
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. :250.00 kg/día				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.032	4.38	0.14	
	OFICIAL	HH.	0.032	3.75	0.12	
					SUB TOTAL:	0.26
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 16	KG	0.060	3.50	0.21	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.070	1.40	1.50	
					SUB TOTAL:	1.71
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.26	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(KG):	S/. 1.98

PARTIDA:		Encofrado y desencofrado de vigas		UND :		m <sup>2</sup>
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. : 10.00 m <sup>2</sup> /día				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.800	4.38	3.50	
	OFICIAL	HH.	0.800	3.75	3.00	
					SUB TOTAL:	6.50
<b>MATERIALES</b>						
	CLAVOS 3"	KG	0.180	3.50	0.63	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	4.620	1.50	6.93	
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.100	3.50	0.35	
					SUB TOTAL:	7.91
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	6.50	0.20	
					SUB TOTAL:	0.20
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 14.61



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Concreto en vigas, $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$				
RENDIMIENTO:		2 op.+ 2 of. + 10 pe.: 20.00 m <sup>3</sup> /día			UND :	m <sup>3</sup>
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	0.800	4.38	3.50	
	OFICIAL	HH	0.800	3.75	3.00	
	PEON	HH	4.200	2.25	9.45	
					SUB TOTAL:	15.95
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	8.850	25.00	221.25	
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.570	45.00	25.65	
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.580	65.00	37.70	
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55	
					SUB TOTAL:	285.15
<b>EQUIPO</b>						
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.400	25.00	10.00	
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.400	10.00	4.00	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	15.95	0.48	
					SUB TOTAL:	14.48
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 315.58

PARTIDA:		Acero para vigas, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$				
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. :250.00 kg/día			UND :	kg
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	0.032	4.38	0.14	
	OFICIAL	HH	0.032	3.75	0.12	
					SUB TOTAL:	0.26
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 16	KG	0.060	3.50	0.21	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.070	1.40	1.50	
					SUB TOTAL:	1.71
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.26	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(KG):	S/. 1.98



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Relleno y Compactación de zanja - Tub. 12" - 14" hasta 4.00 mts. profundidad - Terreno Normal				
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 31.25 pe.:22.00 ml/día			UND : ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH.	0.364	4.38	1.59	
	PEON	HH.	11.375	2.25	25.59	
					SUB TOTAL:	27.18
<b>MATERIALES</b>						
	AGUA	M³	0.281	3.00	0.84	
					SUB TOTAL:	0.84
<b>EQUIPO</b>						
	COMPACTADOR VIB TIPO PL 4 HP	HM	0.364	14.15	5.15	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	27.18	0.54	
					SUB TOTAL:	5.69
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 33.71

PARTIDA:		Eliminación de material excedente, hasta una distancia de 30.00 mts.				
RENDIMIENTO:		1.0 pe. : 6.0 m³/día			UND : m³	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH.	1.333	2.25	3.00	
					SUB TOTAL:	3.00
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	3.00	0.09	
					SUB TOTAL:	0.09
					COSTO DIRECTO(M³):	S/. 3.09



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:

ENERO 2001

<b>PARTIDA:</b> Eliminación de material excedente, proveniente de excavación en terreno normal, D=5.0 km						
<b>RENDIMIENTO:</b> 1.0 op. + 0.50 pe. : 68.40 m <sup>3</sup> /día		UND : m <sup>3</sup>				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO	HH.	0.117	4.38	0.51	
	PEON	HH.	0.059	2.25	0.13	
					SUB TOTAL:	0.64
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140-210 HP - 6 M <sup>3</sup>	HM	0.088	118.45	10.42	
	CARGADOR S/LLANT 80-95 HP-1.5 Y <sup>3</sup>	HM	0.029	98.40	2.85	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	0.64	0.01	
					SUB TOTAL:	13.28
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/ 13.92

<b>PARTIDA:</b> Movilización y Desmovilización de equipo y maquinaria						
<b>RENDIMIENTO:</b>		UND : Glb.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.000	4500.00	4500.00	
					SUB TOTAL:	4500.00
					COSTO DIRECTO(GLB):	S/ 4500.00

<b>PARTIDA:</b> Excavación para canal de acceso						
<b>RENDIMIENTO:</b> 1.0 pe. : 4.00 m <sup>3</sup> /día		UND : m <sup>3</sup>				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	HH.	2.000	2.25	4.50	
					SUB TOTAL:	4.50
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	4.50	0.14	
					SUB TOTAL:	0.14
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/ 4.64



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA:

ENERO 2001

PARTIDA:		Tarrajeo de superficie de columnas		UND :		m <sup>2</sup>	
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 0.4 pe.: 8.00 m <sup>2</sup> /día					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	1.000	4.38	4.38		
	PEON	HH	0.400	2.25	0.90		
					SUB TOTAL:	5.28	
<b>MATERIALES</b>							
	CEMENTO PORTLAND	BL	0.117	25.00	2.93		
	ARENA FINA	M <sup>3</sup>	0.016	45.00	0.72		
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	0.968	1.50	1.45		
	CLAVOS 3"	KG	0.022	3.50	0.08		
					SUB TOTAL:	5.18	
<b>EQUIPO</b>							
	HERRAMIENTAS	%	3.000	5.28	0.16		
					SUB TOTAL:	0.16	
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 10.62	

PARTIDA:		Reposición de pavimento rígido		UND :		m <sup>2</sup>	
RENDIMIENTO:		2 op.+2 of.+10 pe.: 80.00 m <sup>2</sup> /día					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH.	0.200	4.38	0.88		
	OFICIAL	HH	0.200	3.75	0.75		
	PEON	HH	1.000	2.25	2.25		
					SUB TOTAL:	3.88	
<b>MATERIALES</b>							
	CEMENTO PORTLAND	BL	1.948	25.00	48.70		
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.084	45.00	3.78		
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.170	65.00	11.05		
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.037	3.00	0.11		
					SUB TOTAL:	63.64	
<b>EQUIPO</b>							
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.100	25.00	2.50		
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.100	10.00	1.00		
	HERRAMIENTAS	%	3.000	3.88	0.12		
					SUB TOTAL:	3.62	
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 71.14	



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Tarrajeo de superficie de vigas		UND : m <sup>2</sup>		
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 0.4 pe.: 6.50 m <sup>2</sup> /dia				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	1.230	4.38	5.39	
	PEON	HH.	0.492	2.25	1.11	
					SUB TOTAL:	6.50
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	0.107	25.00	2.68	
	ARENA FINA	M <sup>3</sup>	0.016	45.00	0.72	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	2.998	1.50	4.50	
	CLAVOS 3"	KG	0.100	3.50	0.35	
					SUB TOTAL:	8.25
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	6.50	0.20	
					SUB TOTAL:	0.20
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 14.95

PARTIDA:		Muro de ladrillo de arcilla, aparejo soga		UND : m <sup>2</sup>		
RENDIMIENTO:		1.0 op.+ 0.8 pe.: 9.40 m <sup>2</sup> /dia				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.851	4.38	3.73	
	PEON	HH.	0.680	2.25	1.53	
					SUB TOTAL:	5.26
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	0.163	25.00	4.08	
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.023	45.00	1.04	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	0.580	1.50	0.87	
	CLAVOS 3"	KG	0.022	3.50	0.08	
	LADRILLO 22*12*10 CM	UND	40.000	0.50	20.00	
					SUB TOTAL:	26.07
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	5.26	0.16	
					SUB TOTAL:	0.16
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 31.49



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Instalación de Tubería RIB LOC de Ø 8" + Prueba Hidráulica				
RENDIMIENTO:		1.00 op. + 1.00 of. + 3.42 pe. : 320 ml/día			UND :	ml
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.025	4.38	0.11	
	OFICIAL	HH.	0.025	3.75	0.09	
	PEON	HH.	0.086	2.25	0.19	
					SUB TOTAL:	0.39
<b>MATERIALES</b>						
	TUBERIA RIB LOC - 8" INC PEG	ML	1.020	17.25	17.60	
	AGUA	M³	0.094	3.00	0.28	
					SUB TOTAL:	17.88
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.36	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 18.28

PARTIDA:		Instalación de Tubería RIB LOC de Ø 10" + Prueba Hidráulica				
RENDIMIENTO:		1.00 op. + 1.00 of. + 3.42 pe. : 300 ml/día			UND :	ml
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.027	4.38	0.12	
	OFICIAL	HH.	0.027	3.75	0.10	
	PEON	HH.	0.091	2.25	0.20	
					SUB TOTAL:	0.42
<b>MATERIALES</b>						
	TUBERIA RIB LOC - 10" INC. PEG	ML	1.020	25.95	26.47	
	AGUA	M³	0.115	3.00	0.35	
					SUB TOTAL:	26.82
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.37	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 27.25



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Instalación de Tubería RIB LOC de Ø 12" + Prueba Hidráulica				
RENDIMIENTO:		1.00 op. + 1.00 of. + 3.42 pe. : 275.00 ml/día		UND :	ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.029	4.38	0.13	
	OFICIAL	HH	0.029	3.75	0.11	
	PEON	HH	0.099	2.25	0.22	
					SUB TOTAL:	0.46
<b>MATERIALES</b>						
	TUBERIA RIB LOC - 12" INC PEG	ML	1.020	46.70	47.63	
	AGUA	M³	0.141	3.00	0.42	
					SUB TOTAL:	48.05
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.41	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 48.52

PARTIDA:		Instalación de Tubería RIB LOC de Ø 14" + Prueba Hidráulica				
RENDIMIENTO:		1.00 op. + 1.00 of. + 3.42 pe. : 250.00 ml/día		UND :	ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.032	4.38	0.14	
	OFICIAL	HH	0.032	3.75	0.12	
	PEON	HH	0.109	2.25	0.25	
					SUB TOTAL:	0.51
<b>MATERIALES</b>						
	TUBERIA RIB LOC - 14" INC PEG	ML	1.020	60.40	61.61	
	AGUA	M³	0.172	3.00	0.52	
					SUB TOTAL:	62.13
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.51	0.02	
					SUB TOTAL:	0.02
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 62.66





PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Prueba Hidráulica a zanja tapada						
RENDIMIENTO: 1 op.+ 1.1 pe.: 200.00 ml/día		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	0.040	4.38	0.18	
	PEON	HH	0.044	2.25	0.10	
					SUB TOTAL:	0.28
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION CISTERNA AGUA - 122 HP	HM	0.005	84.45	0.42	
					SUB TOTAL:	0.42
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 0.70

PARTIDA: Conexión de desagüe - Tub. RIB LOC 6" - terreno normal , hasta 4.00 mts. de prof.						
RENDIMIENTO: 1.07 op.+ 0.21 of + 9.17 pe :4.00 und/día		UND : Und.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	2.140	4.38	9.37	
	OFICIAL	HH	0.420	3.75	1.58	
	PEON	HH	18.340	2.25	41.27	
					SUB TOTAL:	52.22
<b>MATERIALES</b>						
	CAJA + TAPA DE CONC DE .30 * 60	UND	1.000	89.50	89.50	
	TUB. RIB LOC 6"	ML	3.605	12.95	46.68	
	TUBO CACHIMBA	UND	1.000	28.40	28.40	
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M³	0.067	65.00	4.36	
	CEMENTO PORTLAND	BL	0.630	25.00	15.75	
	ARENA GRUESA	M³	1.248	45.00	56.16	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF	P²	1.212	1.50	1.82	
					SUB TOTAL:	242.67
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION CISTERNA (AGUA) 122 HP	HM	0.034	84.45	2.87	
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	0.306	118.45	36.25	
	COMPACTADOR DE 85 - 95 KG	HM	0.207	14.15	2.93	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	52.22	1.04	
					SUB TOTAL:	43.09
					COSTO DIRECTO(UND):	S/ 337.98



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Buzón Tipo I - terreno normal - hasta 1.50 mts. de profundidad				
RENDIMIENTO:		0.55 opp.+2.04 op.+1.05 of+ 10.44 pe :1.00 und/día				
		UND :	Und.			
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	4 400	4.38	19.27	
	OPERARIO	HH	16 320	4.38	71.48	
	OFICIAL	HH	8 400	3.75	31.50	
	PEON	HH	83.520	2.25	187.92	
					SUB TOTAL:	310.17
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	0.950	3.50	3.33	
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 8	KG	0.962	3.50	3.37	
	CLAVOS F°G° C/C	KG	0.821	3.50	2.87	
	FIERRO DE CONSTRUCCION PROM	KG	19 950	1.40	27.93	
	ARENA FINA	M³	0.024	45.00	1.08	
	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M³	2.367	65.00	153.86	
	CEMENTO PORTLAND	BL	22.830	25.00	570.75	
	ARENA GRUESA	M³	1.338	45.00	60.21	
	TECHO C.A PARA BUZON,D=1 20 M	UND	1.000	67.75	67.75	
	AGUA	M³	0.924	3.00	2.77	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF.	P²	28 683	1.50	43.02	
	MARCO Y TAPA DE F°G°, D=0 60 MTS	UND	1.000	310.00	310.00	
					SUB TOTAL:	1246.94
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	0.512	118.45	60.65	
	MOLDE METALICO PARA BUZON	M²	10 496	5.55	58.25	
	COMPACTADOR VIB. TIPO PLAN. 4 HP	HM	0.352	14.15	4.98	
	CARGADOR S/LLANTAS 80 - 95 HP	HM	0.104	98.40	10.23	
	VIDRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1.400	10.00	14.00	
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P²	HM	1.528	25.00	38.20	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	310.17	6.20	
					SUB TOTAL:	192.51
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	1749.62



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Buzón Tipo I - terreno normal - hasta 2.00 mts. de profundidad				
RENDIMIENTO:		0.65 opp. + 2.33 op. + 1.12 of + 12.85 pe : 1.00 und/dia      UND :      Und.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	5.200	4.38	22.78	
	OPERARIO	HH.	18.640	4.38	81.64	
	OFICIAL	HH.	8.960	3.75	33.60	
	PEON	HH.	102.800	2.25	231.30	
					SUB TOTAL:	369.32
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	0.950	3.50	3.33	
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 8	KG	0.962	3.50	3.37	
	CLAVOS F°G° C/C	KG	0.821	3.50	2.87	
	FIERRO DE CONSTRUCCION PROM	KG	19.950	1.40	27.93	
	ARENA FINA	M³	0.024	45.00	1.08	
	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M³	2.707	65.00	175.96	
	CEMENTO PORTLAND	BL	26.318	25.00	657.95	
	ARENA GRUESA	M³	1.534	45.00	69.03	
	TECHO C.A. PARA BUZON, D=1.20 M	UND	1.000	67.75	67.75	
	AGUA	M³	1.078	3.00	3.23	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF	P²	28.683	1.50	43.02	
	MARCO Y TAPA DE F°F°, D=0.60 MTS	UND	1.000	310.00	310.00	
					SUB TOTAL:	1365.52
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	0.624	118.45	73.91	
	MOLDE METALICO PARA BUZON	M²	14.000	5.55	77.70	
	COMPACTADOR VIB TIPO PLAN 4 HP	HM	0.456	14.15	6.45	
	CARGADOR SILLANTAS 80 - 95 HP	HM	0.128	98.40	12.60	
	VIDRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1.664	10.00	16.64	
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P³	HM	1.800	25.00	45.00	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	369.32	7.39	
					SUB TOTAL:	239.69
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	1974.53



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Buzón Tipo I - terreno normal - hasta 3.00 mts. de profundidad				
RENDIMIENTO:		0.82 opp. + 2.88 op. + 1.23 of + 17.40 pe : 1.00 und/dia      UND :      Und.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	6.560	4.38	28.73	
	OPERARIO	HH.	23.040	4.38	100.92	
	OFICIAL	HH.	9.840	3.75	36.90	
	PEON	HH.	139.200	2.25	313.20	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>479.75</b>
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	0.950	3.50	3.33	
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 8	KG	0.962	3.50	3.37	
	CLAVOS F°G° C/C	KG	0.821	3.50	2.87	
	FIERRO DE CONSTRUCCION PROM	KG	19.950	1.40	27.93	
	ARENA FINA	M³	0.024	45.00	1.08	
	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M³	3.302	65.00	214.63	
	CEMENTO PORTLAND	BL	32.422	25.00	810.55	
	ARENA GRUESA	M³	1.877	45.00	84.47	
	TECHO C A. PARA BUZON, D=1.20 M	UND	1.000	67.75	67.75	
	AGUA	M³	1.355	3.00	4.07	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF	P²	28.683	1.50	43.02	
	MARCO Y TAPA DE F°F°, D=0.60 MTS	UND	1.000	310.00	310.00	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>1573.07</b>
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	0.856	118.45	101.39	
	MOLDE METALICO PARA BUZON	M²	21.000	5.55	116.55	
	COMPACTADOR VIB TIPO PLAN 4 HP	HM	0.624	14.15	8.83	
	CARGADOR S/LLANTAS 80 - 95 HP	HM	0.168	98.40	16.53	
	VIDRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	2.136	10.00	21.36	
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P³	HM	2.264	25.00	56.60	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	479.75	9.60	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>330.86</b>
						<b>COSTO DIRECTO(UND): S/ 2383.68</b>



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Buzón Tipo I - terreno normal - hasta 5.00 mts. de profundidad						
RENDIMIENTO: 1.61 opp.+ 5.38 op.+ 1.96 of + 37 47 pe :1.00 und/día      UND :      Und.						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	12.880	4.38	56.41	
	OPERARIO	HH.	43.040	4.38	188.52	
	OFICIAL	HH	15.680	3.75	58.80	
	PEON	HH	299.760	2.25	674.46	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>978.19</b>
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	1.950	3.50	6.83	
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 8	KG	1.092	3.50	3.82	
	CLAVOS F°G° C/C	KG	0.996	3.50	3.49	
	FIERRO DE CONSTRUCCION PROM	KG	40.950	1.40	57.33	
	ARENA FINA	M³	0.035	45.00	1.58	
	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M³	6.131	65.00	398.52	
	CEMENTO PORTLAND	BL	61.102	25.00	1527.55	
	ARENA GRUESA	M³	3.498	45.00	157.41	
	TECHO C A PARA BUZON,D=1 50 M	UND	1.000	105.85	105.85	
	AGUA	M³	2.656	3.00	7.97	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF	P²	34.596	1.50	51.89	
	MARCO Y TAPA DE F°F°, D=0 60 MTS	UND	1.000	310.00	310.00	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>2632.24</b>
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	2.024	118.45	239.74	
	MOLDE METALICO PARA BUZON	M²	47.000	5.55	260.85	
	COMPACTADOR VIB TIPO PLAN 4 HP	HM	1.424	14.15	20.15	
	CARGADOR S/LLANTAS 80 - 95 HP	HM	0.400	98.40	39.36	
	VIDRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	4.200	10.00	42.00	
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P³	HM	4.336	25.00	108.40	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	978.19	19.56	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>730.06</b>
<b>COSTO DIRECTO(UND):</b>						<b>S/. 4340.49</b>



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Buzón Tipo I - terreno normal - hasta 6.00 mts de profundidad				
RENDIMIENTO:		1.88 opp + 6.20 op. + 2.12 of + 44.67 pe : 1.00 und/día			UND :	Und.
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH.	15.040	4.38	65.88	
	OPERARIO	HH.	49.600	4.38	217.25	
	OFICIAL	HH.	16.960	3.75	63.60	
	PEON	HH.	357.360	2.25	804.06	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>1150.79</b>
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	1.950	3.50	6.83	
	ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 8	KG	1.092	3.50	3.82	
	CLAVOS F°G° C/C	KG	0.996	3.50	3.49	
	FIERRO DE CONSTRUCCION PROM	KG	40.950	1.40	57.33	
	ARENA FINA	M³	0.035	45.00	1.58	
	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M³	6.981	65.00	453.77	
	CEMENTO PORTLAND	BL	69.822	25.00	1745.55	
	ARENA GRUESA	M³	3.988	45.00	179.46	
	TECHO C.A. PARA BUZON, D=1.50 M	UND	1.000	105.85	105.85	
	AGUA	M³	3.071	3.00	9.21	
	MADERA TORNILLO PARA ENCOF.	P²	34.596	1.50	51.89	
	MARCO Y TAPA DE F°F°, D=0.60 MTS	UND	1.000	310.00	310.00	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>2928.78</b>
<b>EQUIPO</b>						
	CAMION VOLQUETE 140 - 210 HP, 6 M³	HM	2.448	118.45	289.97	
	MOLDE METALICO PARA BUZON	M²	57.496	5.55	319.10	
	COMPACTADOR VIB TIPO PLAN 4 HP	HM	1.712	14.15	24.22	
	CARGADOR S/LLANTAS 80 - 95 HP	HM	0.480	98.40	47.23	
	VIDRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	4.864	10.00	48.64	
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P³	HM	5.000	25.00	125.00	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	1150.79	23.02	
					<b>SUB TOTAL:</b>	<b>877.18</b>
					<b>COSTO DIRECTO(UND): S/.</b>	<b>4956.75</b>



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Encofrado y desencofrado de canal		RENDIMIENTO: 1.0 op. + 1.0 of.: 16.00 m <sup>2</sup> /dia		UND : m <sup>2</sup>		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.500	4.38	2.19	
	OFICIAL	HH.	0.500	3.75	1.88	
					SUB TOTAL:	4.07
<b>MATERIALES</b>						
	CLAVOS 3"	KG	0.130	3.50	0.46	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	4.830	1.50	7.25	
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.260	3.50	0.91	
					SUB TOTAL:	8.62
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	4.07	0.12	
					SUB TOTAL:	0.12
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 12.81

PARTIDA: Acero en canales, fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>		RENDIMIENTO: 1.0 op. + 1.0 of. :266.67 kg/dia		UND : kg		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	0.030	4.38	0.13	
	OFICIAL	HH	0.030	3.75	0.11	
					SUB TOTAL:	0.24
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 16	KG	0.060	3.50	0.21	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.050	1.4	1.47	
					SUB TOTAL:	1.68
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.24	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(KG):	S/. 1.93



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Concreto en canales, $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$		UND :		m <sup>2</sup>	
RENDIMIENTO:		2 op.+ 1.0 of. + 12 pe.:10.00 m <sup>3</sup> /dia					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH	1.600	4.38	7.01		
	OFICIAL	HH	0.800	3.75	3.00		
	PEON	HH	9.600	2.25	21.60		
					SUB TOTAL:	31.61	
<b>MATERIALES</b>							
	CEMENTO PORTLAND	BL	7.570	25.00	189.25		
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.470	45.00	21.15		
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.760	65.00	49.40		
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55		
					SUB TOTAL:	260.35	
<b>EQUIPO</b>							
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.800	25.00	20.00		
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.800	10.00	8.00		
	HERRAMIENTAS	%	3.000	31.61	0.95		
					SUB TOTAL:	28.95	
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/.	320.91

PARTIDA:		Trazo y Replanteo		UND :		m <sup>2</sup>	
RENDIMIENTO:		1 top. + 3.0 pe. : 500.00 m <sup>2</sup> /dia					
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	TOPOGRAFO	HH	0.016	4.38	0.07		
	PEON	HH	0.048	2.25	0.11		
					SUB TOTAL:	0.18	
<b>MATERIALES</b>							
0059	YESO	BL	0.010	4.00	0.04		
0110	CORDEL	ML	0.190	0.20	0.04		
					SUB TOTAL:	0.08	
<b>EQUIPO</b>							
0294	TEODOLITO	HM	0.032	9.75	0.31		
0208	NIVEL	HM	0.032	7.95	0.25		
0900	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.20	0.01		
					SUB TOTAL:	0.57	
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/.	0.83





PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Concreto en muros de cámara de bombeo, $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$				
RENDIMIENTO:		2 opl. + 2 op.+ 1.0 of. + 12 pe.:10.00 m <sup>3</sup> /día				
		UND :	m <sup>3</sup>			
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	1.600	4.38	7.01	
	OPERARIO	HH	1.600	4.38	7.01	
	OFICIAL	HH	0.800	3.75	3.00	
	PEON	HH	9.600	2.25	21.60	
					SUB TOTAL:	38.62
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	8.660	25.00	216.50	
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.510	45.00	22.95	
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.760	65.00	49.40	
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55	
					SUB TOTAL:	289.40
<b>EQUIPO</b>						
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.800	25.00	20.00	
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.800	10.00	8.00	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	38.62	1.16	
					SUB TOTAL:	29.16
					COSTO DIRECTO(M <sup>3</sup> ):	S/. 357.18

PARTIDA:		Encofrado y desencofrado en muros de cámara de bombeo				
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of.: 11.00 m <sup>2</sup> /día				
		UND :	m <sup>2</sup>			
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	0.727	4.38	3.18	
	OFICIAL	HH	0.727	3.75	2.73	
					SUB TOTAL:	5.91
<b>MATERIALES</b>						
	CLAVOS 3"	KG	0.220	3.50	0.77	
	MADERA TORNILLO	P <sup>2</sup>	4.180	1.50	6.27	
	ALAMBRE NEGRO # 8	KG	0.080	3.50	0.28	
					SUB TOTAL:	7.32
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	5.91	0.18	
					SUB TOTAL:	0.18
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 13.41



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Acero para muros de cámara de hombeo, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$				
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. :250.00 kg/día			UND :	kg
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	0.032	4.38	0.14	
	OFICIAL	HH.	0.032	3.75	0.12	
					SUB TOTAL:	0.26
<b>MATERIALES</b>						
	ALAMBRE NEGRO # 16	KG	0.060	3.50	0.21	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.070	1.4	1.50	
					SUB TOTAL:	1.71
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.26	0.01	
					SUB TOTAL:	0.01
					COSTO DIRECTO(KG):	S/. 1.98

PARTIDA:		Revestimiento de concreto en borde superior de lagunas, $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$				
RENDIMIENTO:		2 op.+ 1.0 of. + 12 pe.:10.00 m <sup>2</sup> /día			UND :	m <sup>2</sup>
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	1.600	4.38	7.01	
	OFICIAL	HH	0.800	3.75	3.00	
	PEON	HH	9.600	2.25	21.60	
					SUB TOTAL:	31.61
<b>MATERIALES</b>						
	CEMENTO PORTLAND	BL	7.570	25.00	189.25	
	ARENA GRUESA	M <sup>3</sup>	0.470	45.00	21.15	
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M <sup>3</sup>	0.760	65.00	49.40	
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.184	3.00	0.55	
					SUB TOTAL:	260.35
<b>EQUIPO</b>						
	MEZCLADORA CONCRETO, 11 P <sup>3</sup>	HM	0.800	25.00	20.00	
	VIBRADOR 4 HP	HM	0.800	10.00	8.00	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	31.61	0.95	
					SUB TOTAL:	28.95
					COSTO DIRECTO(M <sup>2</sup> ):	S/. 320.91



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Marco y Tapa 3/16" (0.70 * 0.70) c/mecanismo de seguridad s/diseño				UND : und.		
RENDIMIENTO: 1.0 op. + 1.0 pe. : 1 und/día						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	8.000	4.38	35.04	
	PEON	HH	8.000	2.25	18.00	
					SUB TOTAL:	53.04
<b>MATERIALES</b>						
	BISAGRAS DE FIERRO DE 3 1/2"	UND	2.000	7.50	15.00	
	CANDADO INC. ALDABA	UND	1.000	45.50	45.50	
	SOLDADURA CELLOCORD P 3/16"	KG	0.500	8.05	4.03	
	ANGULO DE 1" * 1" * 1/8" * 6 M	PZA	0.367	25.62	9.40	
	ANGULO DE 1 1/4" * 1 1/4" * 3/16" * 6 M	PZA	0.567	18.66	10.58	
	TEE DE 1 1/4" * 1 1/4" * 3/16" * 6 M	PZA	0.167	22.35	3.73	
	PLATINA DE FIERRO 1/4" * 1 1/2" * 6 M	PZA	0.025	26.95	0.67	
	PLATINA DE FIERRO 1/4" * 3" * 6 M	PZA	0.025	59.01	1.48	
	PINTURA ESMALTE SINTETICO	GLN	0.25	40.00	10.00	
	PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.25	40.00	10.00	
	PLANC. ACERO 5.0 MM * 1.22M * 2.40M	PLN	0.21	155.55	32.67	
					SUB TOTAL:	143.06
<b>EQUIPO</b>						
	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	HM	2.000	7.55	15.10	
	HERRAMIENTAS	%	3.000	53.04	1.59	
					SUB TOTAL:	16.69
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	212.79

PARTIDA: Instalación de rejas de fierro: 1/4" * 1 1/2"				UND : m²		
RENDIMIENTO: 0.80 op.: 4 und/día						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	1.600	4.38	7.01	
					SUB TOTAL:	7.01
<b>MATERIALES</b>						
	REJILLA C/PERFIL 1/4" * 1 1/2"	PZA	1.00	85.00	85.00	
					SUB TOTAL:	85.00
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	2.000	7.01	0.14	
					SUB TOTAL:	0.14
					COSTO DIRECTO(M²): S/.	92.15



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Escalera tubo F <sup>o</sup> G <sup>o</sup> con parantes de 1 1/2" * peldaños de 3/4"				
RENDIMIENTO:		2.1 op. + 1.0 pe. : 8.00 ml/día				
		UND : ml				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APOORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	2.100	4.38	9.20	
	PEON	HH	1.000	2.25	2.25	
					SUB TOTAL:	11.45
<b>MATERIALES</b>						
	SOLDADURA CELLOGRD P 3/16"	KG	0.050	8.05	0.40	
	PLATINA DE FIERRO 1/2" * 4"	PZA	0.020	160.93	3.22	
	PINTURA ESMALTE SINTETICO	GLN	0.040	40.00	1.60	
	PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.040	40.00	1.60	
	TUBO F <sup>o</sup> G <sup>o</sup> ST 3/4"	PZA	1.900	10.85	20.62	
	TUBO F <sup>o</sup> G <sup>o</sup> ST 1 1/2"	PZA	2.100	21.55	45.26	
					SUB TOTAL:	72.70
<b>EQUIPO</b>						
	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP	HM	1.250	7.55	9.44	
	HERRAMIENTAS	%	2.000	11.45	0.23	
					SUB TOTAL:	9.67
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 93.82

PARTIDA:		Tablero de distribución 4 circuitos, inc. Caja				
RENDIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. : 5.00 und/día				
		UND : und.				
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APOORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH	1.600	4.38	7.01	
	OFICIAL	HH	1.600	3.75	6.00	
					SUB TOTAL:	13.01
<b>MATERIALES</b>						
	CAJA DE DIST. ELEC DE MADERA	UND	1.000	40.00	40.00	
	TABLERO DE DISTRIB DE 4 CIRCUITOS	UND	1.000	155.55	155.55	
					SUB TOTAL:	195.55
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	13.01	0.39	
					SUB TOTAL:	0.39
					COSTO DIRECTO(UND):	S/. 208.95



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA:		Instalación de tubería de impulsión PVC A-10 Ø 6" + prueba hidráulica				RENDERIMIENTO:	
RENDERIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. + 3.0 pe.: 100.00 ml/día				UND : ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH	0.080	4.38	0.35		
	OFICIAL	HH	0.080	3.75	0.30		
	PEON	HH	0.240	2.25	0.54		
					SUB TOTAL:	1.19	
<b>MATERIALES</b>							
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.022	3.00	0.07		
	TAPON HEMBRA SP PVC SAP DE 6"	UND	0.002	12.65	0.03		
	PEGAMENTO PARA PVC	LT	0.020	29.65	0.59		
	TUBERIA PVC SAP PRESION A-10 Ø 6"	ML	1.030	86.35	88.94		
	UNION PVC SAP Ø 6"	UND	0.010	145.60	1.46		
					SUB TOTAL:	91.09	
<b>EQUIPO</b>							
	BALDE PRUEBA - TAPON -ABRAZ	HR	0.040	10.55	0.42		
	HERRAMIENTAS	%	1.000	1.19	0.01		
					SUB TOTAL:	0.43	
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 92.71	

PARTIDA:		Instalación de tubería de impulsión PVC A-10 Ø 12" + prueba hidráulica				RENDERIMIENTO:	
RENDERIMIENTO:		1.0 op. + 1.0 of. + 4.0 pe.: 80.00 ml/día				UND : ml	
CODIGO	DESCRIPCION	UND	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	OPERARIO	HH	0.100	4.38	0.44		
	OFICIAL	HH	0.100	3.75	0.38		
	PEON	HH	0.400	2.25	0.90		
					SUB TOTAL:	1.72	
<b>MATERIALES</b>							
	AGUA	M <sup>3</sup>	0.085	3.00	0.26		
	TAPON HEMBRA SP PVC SAP DE 12"	UND	0.002	50.45	0.10		
	PEGAMENTO PARA PVC	LT	0.067	29.65	1.99		
	TUBERIA PVC SAP PRESION A-10 Ø 12"	ML	1.030	313.40	322.80		
	UNION PVC SAP Ø 12"	UND	0.010	493.85	4.94		
					SUB TOTAL:	330.09	
<b>EQUIPO</b>							
	BALDE PRUEBA - TAPON -ABRAZ	HR	0.045	10.55	0.47		
	HERRAMIENTAS	%	1.000	1.72	0.02		
					SUB TOTAL:	0.49	
					COSTO DIRECTO(ML):	S/. 332.30	



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGUE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Suministro e instalación de bombas Hidrostral E5K - L + accesorios						
RENDIMIENTO: UND : Und.						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	SUM. E INST. DE BOMBA HIDR. E5K - L	GLB	1.000	17,330.50	17,330.50	
					SUB TOTAL:	17,330.50
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	17,330.50

PARTIDA: Suministro e instalación de bombas Hidrostral F6K - M + accesorios						
RENDIMIENTO: UND : Und.						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
	SUM. E INST. DE BOMBA HIDR. F6K - M	GLB	1.000	23,865.00	23,865.00	
					SUB TOTAL:	23,865.00
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	23,865.00

PARTIDA: Puerta Principal de Fierro según diseño (inc. colocación)						
RENDIMIENTO: 1 op. + 2.0 pe. : 1.00 und/dia UND : und						
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
	OPERARIO	HH.	8.000	4.38	35.04	
	PEON	HH.	16.000	2.25	36.00	
					SUB TOTAL:	71.04
<b>MATERIALES</b>						
	PUERTA DE FIERRO SEGÚN DISEÑO	UND	1.000	550.00	550.00	
					SUB TOTAL:	550.00
<b>EQUIPO</b>						
	HERRAMIENTAS	%	3.000	71.04	2.13	
					SUB TOTAL:	2.13
					COSTO DIRECTO(UND): S/.	623.17



PROYECTO: REDISEÑO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE DESAGÜE  
DE LAS CIUDADES DE LUYA Y LAMUD - AMAZONAS

FECHA: ENERO 2001

PARTIDA: Estructuras de apoyo para tuberías de descarga		RENDIMIENTO:		UND :	Und.		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MATERIALES</b>							
	Estructura de apoyo típica	UND.	1.000	90.50	90.50		
					SUB TOTAL:	90.50	
					COSTO DIRECTO(UND):	S/.	90.50

PARTIDA: Conformación de taludes		RENDIMIENTO: 6.0 pe.:920.00 m³/día		UND :	m³		
CODIGO	DESCRIPCION	UND.	APORTE	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL	
<b>MANO DE OBRA</b>							
	PEON	HH.	0.052	2.25	0.12		
					SUB TOTAL:	0.12	
<b>MATERIALES</b>							
	AGUA	M³	0.100	3.00	0.30		
					SUB TOTAL:	0.30	
<b>EQUIPO</b>							
	RODILLO LISO VIB. AUTOP 70-100 HP	HM	0.009	62.75	0.56		
	TRACTOR ORUGA DE 140 - 160 HP	HM	0.005	160.75	0.80		
	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	0.009	113.40	1.02		
	HERRAMIENTAS	%	3.000	0.12	0.01		
					SUB TOTAL:	2.39	
					COSTO DIRECTO(M³):	S/.	2.81



## CAPITULO VII

# ESPECIFICACIONES TECNICAS

### 7.0.1 DE LAS EXCAVACIONES

La excavación en corte abierto será hecha a mano o con equipo mecánico, a trazos anchos y a profundidades necesarias para la construcción, de acuerdo a los planos del proyecto replanteado en obra y/o presentes Especificaciones.

En las excavaciones para estructuras, se verificarán las condiciones de las plataformas a nivel de ser cimentación con respecto a la capacidad portante del suelo, sus aspectos geológicos y geotécnicos y su contenido de sales.

Por la naturaleza del terreno, y la profundidad de las zanjas, en algunos casos será necesario tablestacado, estibado y/o pañeteo de las paredes, a fin de que éstas mantengan su estabilidad.

Las excavaciones no deben efectuarse con demasiada anticipación a la construcción o instalación de las estructuras, para evitar derrumbes, accidentes y problemas de tránsito. En el caso de instalaciones de tuberías el límite máximo de zanjas excavadas será de 300m.





## 1. DESPEJE

Como condición preliminar, todo el sitio de la excavación en corte abierto, será primero despejado de todas las obstrucciones existentes.

## 2. EXCAVACIONES

La profundidad mínima de la excavación para la colocación de las tuberías será tal que se tendrá un enterramiento de 1.00 m. sobre las campanas de la unión.

Antes de excavar la zanja se requiere estar seguro de la alineación que ha de seguir el tramo, así como el ancho de la misma y la pendiente. Para conferirle a la zanja estos tres parámetros en forma correcta se acostumbra hacer uso de niveles y escantillones. El ancho de la zanja para las tuberías es según el diámetro, el tipo de material selecto y el equipo de compactación a utilizar.

El ancho de la zanja en el fondo deberá ser tal que exista un juego de 15 cm. como mínimo y 30 cm. como máximo entre la cara exterior de las campanas y la pared de la zanja, las dimensiones estándar recomendadas son las siguientes:

DIAMETRO (D)	CON ENTIBADO	SIN ENTIBADO
(mts)	(cms.)	(cms.)
0.20	100	70
0.25	100	70
0.30	100	80
0.35	120	80

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales, entibándolas convenientemente siempre que sea necesario, si la calidad del terreno no lo permitiera se le dará taludes adecuados según la naturaleza del mismo.

Los entibados, apuntalamiento y soportes que sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberán ser previstos, erigidos y mantenidos para impedir



cualquier movimiento que pudiera de alguna manera averiar el trabajo o poner en peligro la seguridad del personal, así como las estructuras o propiedades adyacentes.

El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme en todos los conceptos, aceptable como fundación para recibir el tubo.

En el caso que se encontrara suelos inestables, estos será removidos hasta la profundidad requerida y dicho material será reemplazado con piedra y luego se ejecutará una base de hormigón arenoso de río apisonado de 30 cm. de espesor o de concreto  $f_c=80 \text{ kg/cm}^2$  de 20 cm. de espesor.

El fondo de la zanja ser nivelará cuidadosamente conformándose exáctamente la rasante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 30 cm. de la base de hormigón o los 20 cm. de la base de concreto.

Los excesos de excavación en profundidad hechos por negligencia del contratista serán corregidos por su cuenta debiendo emplear hormigón de río apisonado por capas no mayores de 20 cm. de espesor de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos igual a la del terreno adyacente.

En la apertura de las zanjas se tendrá un buen cuidado de no dañar y mantener en funcionamiento las instalaciones de servicios públicos, así como los cables subterráneos de líneas telefónicas y de alimentación de fuerza eléctrica.

### **3. SOBRE-EXCAVACIONES**

Las sobre-excavaciones se pueden producir en dos casos:

- a) Autorizada.- Cuando los materiales encontrados, excavados a profundidades determinadas, no son las apropiadas tales como: orgánico objetable, basura u otros materiales fangosos.



b) No Autorizada.- Cuando el constructor por negligencia, ha excavado más allá y más abajo de las líneas de las líneas y gradientes determinadas, se llenará todo el espacio de la sobreexcavación con concreto  $f'c = 140\text{Kg}/\text{cm}^2$  u otro material debidamente acomodado y/o compactado.

#### **4. DISPOSICIÓN DEL MATERIAL**

El material sobrante excavado, si es apropiado, podrá ser acumulado y usado como material selecto o seleccionado.

El constructor acomodará adecuadamente el material, evitando que se desparrame o extienda en la parte de la calzada que debe seguir siendo usada para tránsito vehicular y peatonal.

El material excavado sobrante, y el no apropiado para relleno de las estructuras, será eliminado inmediatamente por el constructor, efectuando el transporte y depósito en lugares donde cuente con el permiso respectivo.

#### **5. ENTIBADO Y TABLAESTACADO**

Los sistemas y diseños de entibado y/o tablaestacado a emplearse, lo mismo que su instalación y extracción, serán propuestos por el constructor, para su aprobación y autorización por la Supervisión.

Es obligación y responsabilidad del constructor, tablaestacar y /o entibar en todas las zonas donde requiere su uso, con el fin de prevenir los deslizamientos de material que afecten la seguridad del personal, las estructuras mismas y las propiedades adyacentes.

Si la Supervisión verifica que cualquier punto del tablaestacado y/o entibado es inadecuado o inapropiado para el propósito, el constructor está obligado a efectuar las rectificaciones o modificaciones del caso.



## **6. REFINE Y NIVELACION**

Se efectuará después de concluida la excavación.

El refine consiste en el perfilado tanto de las paredes como del fondo excavado, teniendo especial cuidado que no queden protuberancias que hagan contacto con la Estructura a ejecutar o instalar.

La nivelación se efectuará en el fondo, con el tipo de cama aprobado por el Supervisor.

### **7.0.2 DEL RELLENO Y COMPACTACION**

Se tomará las previsiones necesarias para la consolidación del relleno, que protegerá las estructuras enterradas para efectuar un relleno compacto, previamente el Constructor deberá contar con la autorización del Supervisor.

El relleno podrá realizarse con el material de la excavación siempre que cumpla con las características establecidas para ser considerado "Material Selecto" y/o "Material Seleccionado", esto es que deberá estar libre de desperdicios orgánicos o material compresible o destructible, no contener piedras o fragmentos de piedra mayores a  $\frac{3}{4}$ " de diámetro, este material es una combinación de arena, limo y arcilla bien graduada, del cual no más del 30% será retenida en la malla N° 4 y no menos del 55% ni más del 85% será arena que pase la malla N° 4 y sea retenida en la malla N° 200.

Si el material de la excavación no fuere el apropiado, se remplazará por "Material de Préstamo", previamente aprobado por el Supervisor y que cumpla con las características de selecto o seleccionado.



## **1. RELLENO Y COMPACTACION DE CAMA, DEL PRIMER Y SEGUNDO RELLENO**

### **1.1 Cama de apoyo**

De acuerdo a las características del terreno, tipo y clase de tuberías a instalarse, se diseñará la cama de apoyo de tal forma que garantice la estabilidad y el descanso uniforme de los tubos. El material de la cama de apoyo que deberá colocarse en el fondo de la zanja, de acuerdo a nuestro proyecto es hormigón zarandeado, que cumpla con las características exigidas como material selecto, a excepción de su granulometría.

Tendrá un espesor no menor de 0.10m. debidamente y/o acomodada y/o compactada, medida desde la parte baja del cuerpo del tubo.

Sólo en caso de zanja, en que se haya encontrado material arenoso, que cumpla con lo indicado para material selecto, no se exigirá cama.

### **1.2 Primer Relleno:**

Una vez colocada la tubería y pegadas las juntas se procederá al relleno a ambos lados del tubo con material selecto similar al empleado para la cama de apoyo. El relleno se hará por capas apisonadas de espesor no superior a 0.15m., Manteniendo constante la misma altura a ambos lados del tubo hasta alcanzar la coronación de éste, la cuál debe quedar a la vista, prosiguiendo luego hasta alcanzar 0.30m. por encima de la clave del tubo.

La conformación de ésta zona es de vital importancia. Es necesario poner una atención especial, ya que el material y la manera en que se coloquen van a influir directamente en el comportamiento mecánico y estructural del sistema tubo-suelo.



Se usará para la compactación equipos manuales, debiendo obtenerse un grado de compactación no menor al 95% de la máxima densidad seca del Proctor Modificado ASTM D 698 o AASHTO T-180.

### **1.3 Segundo Relleno**

A partir del nivel alcanzado en la fase anterior, se proseguirá el relleno con material seleccionado, en capas sucesivas de 0.15m. de espesor terminado y compactando con equipo mecánico hasta alcanzar 95% de la máxima densidad seca del Proctor Modificado ASTM D 698 o AASHTO T-180.

De no alcanzar el porcentaje establecido, el Constructor deberá hacer las correcciones del caso, debiendo efectuar nuevos ensayos hasta conseguir la compactación deseada. El número mínimo de ensayos de compactación a realizar será de uno por cada 50m. de zanja y en la capa que el Supervisor determine en el caso de zonas de trabajo donde no existan pavimentos y/o veredas el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel del terreno natural.

## **2. RELLENO Y COMPACTACION DE BASE Y SUB-BASE**

El material seleccionado para la base y sub-base que necesariamente será de afirmado apropiado de acuerdo a la clasificación AASHTO. El cuál deberá estar libre de material vegetal y terrones de tierra manteniendo una cantidad de finos que garanticen su trabajabilidad y den estabilidad a la superficie. Se compactará utilizando planchas vibratorias, rodillos vibratorios o algún equipo que permita alcanzar la densidad especificada. El porcentaje de compactación no será menor al 100% de la máxima densidad seca del Proctor modificado (ASHTO-T-180). En



todos los casos, la humedad del material seleccionada y compacto estará comprendido en el rango  $\pm 1\%$  de la humedad óptima del Proctor modificado.

### **7.0.3 DE LAS INSTALACIONES DE COLECTORES Y EMISORES DE ALCANTARILLADO**

#### **1.- GENERALIDADES**

Las líneas de desagüe serán instalados con los diámetros indicados en los planos, cualquier cambio deberá ser aprobado específicamente por la Supervisión.

Toda tubería que cruce el río, o alguna instalación especial necesariamente deberá contar con la protección que requiere la tubería.

#### **2.- TRANSPORTE Y DESCARGA**

Para transportar los tubos deben evitarse manipuleos bruscos; es ideal el uso de vehículos con superficie de carga plana y lisa. Cuando se transporten distintos diámetros a la vez, los tubos de mayor diámetro deben colocarse primero y siempre que los diámetros lo permitan se podrán introducir unos dentro de otros (telescopiado).

Cuando se emplee material para ataduras se debe evitar cortaduras o aplastamiento en las paredes de los tubos.

Las tuberías perfiladas de PVC Rib Loc, por ser livianas, permiten un fácil acceso e instalación. Al momento de su manejo se debe tener en cuenta lo siguiente:

- ◆ No dejar caer de golpe los tubos al suelo. Se requiere tener cuidado en no golpearlos a la hora de transportarlos al punto de instalación, así como en su descenso a la zanja.
- ◆ Se debe procurar asentarlos en forma horizontal paralela al piso, a fin de no dañar el extremo con la espiga unión.



- ◆ No arrastrar los tubos.

Para su almacenamiento, la tubería deberá acomodarse en un terreno uniforme, libre de piedras, troncos u objetos similares para que puedas apoyarse en toda su longitud. Además los tubos deberán apilarse bajo sombra y sin exceder de tres filas.

Los tubos que se descargan al borde de las zanjas, deberán ubicarse al lado opuesto del desmonte excavado y, quedarán protegidos del tránsito y del equipo pesado.

### **3.- NIVELACION Y ALINEAMIENTO**

La instalación de un tramo (entre 2 buzones), se empezará por su parte extrema inferior, siendo indistinta la ubicación de las campanas de la tubería si las tuviera.

La tubería debe estar nivelada y alineada de acuerdo a lo establecido en el proyecto.

### **4.- COLOCACION Y UNION DE LA TUBERIA**

Por su bajo peso las tuberías perfiladas de PVC RIB LOC pueden ser colocadas manualmente, sin tener que hacer uso de medios mecánicos. Para bajar los tubos al fondo de la zanja, si ésta no es muy profunda se puede hacer por medio de dos personas. Cuando se trate de una zanja de más de dos metros de profundidad, deben colocarse cuerdas a cada extremo del tubo para luego bajarlo lentamente hasta el fondo de la zanja.

La unión que se práctica en los tubos a emplear en el presente proyecto, es una unión cementada de fusión química y por lo tanto hermética. Los tubos traen una unión de espiga por uno de sus extremos. El otro extremo actúa como campana; dicha espiga tiene una lengüeta la cual debe quedar en la parte superior del tubo.





En el momento de realizar la unión, tanto la espiga como la campana deben limpiarse bien con acetona o thinner, para eliminar cualquier suciedad y para preparar químicamente las superficies a unir; posteriormente se coloca una capa uniforme de pegamento especial blanco y se ensambla rápidamente, conformando así una unión cementada.

### **5.- NIPLERIA**

Sólo se utiliza nipples de 0.60m como máximo en la entrada y salida del buzón con cama de apoyo de concreto, anclados al buzón. El resto del tramo será instalado con tubos completos.

### **6.- PROFUNDIDAD DE LA LINEA DE ALCANTARILLADO**

En todo tramo de arranque, el recubrimiento de relleno será de 1.00 m. como mínimo, medio de la clave de tubo a nivel de rasante del pavimento, sólo en caso de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3.00m de ancho, en donde no exista circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 m ó el indicado en los planos.

En cualquier otro punto del tramo, el recubrimiento será igual o mayor a los mínimos. Tales profundidades serán determinados por las pendientes de diseño del tramo o por las interferencias de los servicios existentes.

### **7.- CAMBIO DE DIÁMETRO DE LA LINEA DE ALCANTARILLADO**

En los puntos de cambio de diámetro de la línea, en los ingresos y salida del buzón, se harán coincidir las tuberías en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro.



En el momento de realizar la unión, tanto la espiga como la campana deben limpiarse bien con acetona o thinner, para eliminar cualquier suciedad y para preparar químicamente las superficies a unir; posteriormente se coloca una capa uniforme de pegamento especial blanco y se ensambla rápidamente, conformando así una unión cementada.

#### **5.- NIPLERIA**

Sólo se utiliza niples de 0.60m como máximo en la entrada y salida del buzón con cama de apoyo de concreto, anclados al buzón. El resto del tramo será instalado con tubos completos.

#### **6.- PROFUNDIDAD DE LA LINEA DE ALCANTARILLADO**

En todo tramo de arranque, el recubrimiento de relleno será de 1.00 m. como mínimo, medio de la clave de tubo a nivel de rasante del pavimento, sólo en caso de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3.00m de ancho, en donde no exista circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 m ó el indicado en los planos.

En cualquier otro punto del tramo, el recubrimiento será igual o mayor a los mínimos. Tales profundidades serán determinados por las pendientes de diseño del tramo o por las interferencias de los servicios existentes.

#### **7.- CAMBIO DE DIÁMETRO DE LA LINEA DE ALCANTARILLADO**

En los puntos de cambio de diámetro de la línea, en los ingresos y salida del buzón, se harán coincidir las tuberías, en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro.



empaquetaduras de jebe, debiendo ir siempre acompañado con mortero 1:3 en el acabado final de las juntas. Las canaletas irán revestidas con mortero 1:2.

Las tapas de los buzones, además de ser normalizadas deberán cumplir las siguientes condiciones: resistencia a la abrasión ( desgaste por fricción), facilidad de operación y no propicia al robo.

#### **7.0.4 DE LAS CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGÜE**

Las conexiones domiciliarias de desagüe tendrán una pendiente uniforme mínima entre la caja de registro y el empalme al colector de servicio de 15 o/oo( quince por mil). Los componentes de una conexión domiciliar de desagüe son:

- **Caja de Registro:**

La constituye una caja de registro, que podrá estar conformada por módulos prefabricados y de dimensiones exteriores de 0.60 x0.30m. La caja será hecha con concreto de  $f'c = 175 \text{ Kg / cm}^2$  y su acabado interior de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3. El módulo base tendrá su fondo en forma "media caña".

La tapa de la caja de registro deberá ser normalizada. La caja de registro tendrá que instalarse dentro del retiro de la propiedad y si no lo tuviese en un patio o pasaje de circulación.

En caso de no poder instalarse la caja en un lugar de la propiedad que tenga zona libre, se instalará en la vereda bajo el nivel de esta (0.05m.) con su bruña de ubicación.

- **Tubería de descarga:**

La tubería de descarga comprende desde la caja de registro, hasta el empalme al colector de servicio.



El acoplamiento de unión de la tubería a la caja se asignará con el elemento recomendado por las fabricantes de las tuberías de descarga y autorizado por la Supervisión.

▪ **Elemento de Empotramiento**

El empalme de la conexión con el colector de servicio, se hará en la clave del tubo colector, obteniéndose una descarga con caída libre sobre ésta. Para ello se perforará previamente el tubo colector, mediante el uso de Plantillas permitiendo que el elemento a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar huecos de luz que posteriormente pueden implicar riesgos para el sello hidráulico.

El acoplamiento de unión de tubería de descarga al colector se asegurará con el elemento recomendado por los fabricantes de las tuberías de descarga y autorizado por la Supervisión.

Las condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de Registro de alcantarillado

- Resistencia de abrasión(desgaste por fricción)
- Facilidad en su operación
- No propicio al robo

#### **7.0.4 DE LAS PRUEBAS HIDRÁULICAS, NIVELACION, ALINEAMIENTO Y DEFLEXIÓN PARA LAS LINEAS ALCANTARILLADO**

La finalidad de las pruebas en obra, es la de verificar que todas las partes de la línea de alcantarillado, hayan quedado correctamente instalados, lista para prestar servicios.



Tanto el proceso de prueba como sus resultados, serán dirigidos y verificados por la Supervisión con asistencia del Constructor, debiendo este último proporcionar el personal, material, aparatos de prueba, de medición y de cualquier otro elemento que se requiera en esta prueba.

Las pruebas de la línea de alcantarillado a efectuarse tramo por tramo, intercalado entre buzones, son las siguientes:

a) Prueba de nivelación y alineamiento.

- Para colectores.
- Para conexiones domiciliarias

b) Prueba hidráulica a zanja abierta.

- Para colectores
- Para conexiones domiciliarias

c) Prueba hidráulica con relleno compacto

- Para colectores y conexiones domiciliarias

d) Prueba de Deflexión

- Para colectores que utilizan tuberías flexibles

e) Prueba Escorrentia

- Para colectores con sus conexiones domiciliarias.

De acuerdo a las condiciones que pudieran presentarse en obra, podría realizarse en una sola prueba a zanja abierta, los colectores con sus correspondientes conexiones domiciliarias.



## **1. PRUEBAS HIDRAULICAS**

No se autorizará realizar la prueba hidráulica con relleno compacto, mientras que el tramo de alcantarillado no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

De acuerdo a las condiciones de nuestro proyecto, las pruebas corresponden a las del tipo de filtración y que se procede a describir enseguida.

### ▪ PRUEBA DE FILTRACIÓN

Se procederá llenando de agua limpia el tramo por el buzón, hasta su altura total convenientemente taponado en el buzón aguas abajo. El tramo permanecerá con agua, 24 horas como mínimo para poder realizar la prueba.

Para las pruebas a zanja abierta, el tramo deberá estar libre sin ningún relleno, con sus uniones totalmente descubiertas, así mismo no deben ejecutárseles anclajes de los buzones y/o de las conexiones domiciliarias hasta después de realizada la prueba.

La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y siendo el material del tubo, material que no absorbe agua no se admitirá pérdida en el tramo probado.

En las pruebas con relleno compactado, en donde también se incluirán las pruebas de cajas de registro, se efectuará el mismo procedimiento que para las pruebas a zanjas abiertas.

## **2. PRUEBAS DE NIVELACION Y ALINEAMIENTO**

Las pruebas se efectuarán empleando instrumentos topográficos de preferencia nivel, pudiendo utilizarse Teodolito cuando el tramo presenta demasiados cambios de estación.

Se considera pruebas no satisfactorias de nivelación de un tramo.



- Para pendiente superior a 10 0/00, el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica +/- 10mm. Medida entre 2 o más puntos.
- Para pendiente menor a 10 0/00, el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica +/- la pendiente, Medida entre 2 o más puntos.

### **3. PRUEBA DE DEFLEXIÓN**

Esta prueba se realiza a los 30 días después de haberse concluido su instalación. Se verificará en todos los tramos que la deflexión (ovalización) de la tubería instalada no supere al 5% del diámetro interno del tubo. En los puntos donde se observe una deflexión excesiva, el contratista procederá a descubrir tubería, mejorar la calidad del material de relleno y realizar una nueva compactación, el proceso se repetirá hasta que el tramo pase la referida prueba. Para la verificación de la deflexión permisible se hará pasar una bola de madera compactada o "mandril" (cilindro metálico de 0.50m de largo) de diámetro equivale al 95% del diámetro interno del tubo, la cual deberá circular libremente a lo largo del tramo.

### **4. REPARACION DE FUGAS**

Cuando se presente fugas por rajaduras y/o humedecimiento total en el cuerpo del tubo del alcantarillado, serán de inmediato cambiados por el constructor, no permitiéndose bajo ningún motivo, resanes o colocación de dados de concreto; efectuándose nuevamente la prueba hidráulica hasta obtener resultados satisfactorios y sea recepcionado por la Supervisión.



## **7.0.5 DE LAS OBRAS DE CONCRETO**

### **1. GENERALIDADES**

- El concreto para todas partes de la obra, debe ser de calidad especificada en los planos, capaz de ser colocados sin segregación excesiva y al endurecerse, debe desarrollar todas las características requeridas en estas especificaciones.
- El concreto deberá estar constituido de Cemento Pórtland Tipo I, agregados y agua, según los casos y usos, la armadura debe ser colocado de tal manera, que el acero y el concreto endurecido trabajen conjuntamente.
- Para obtener un concreto uniforme, los agregados finos y grueso deberán ser uniformes en granulometría.
- La relación agua / cemento, debe establecerse en función de ello

#### **1.1 Esfuerzo**

El esfuerzo de compresión, especificado del concreto  $f_c$  para cada porción de la estructura indicada en los planos, estará basado en la fuerza de compresión alcanzada a los 28 días, a menos que se indique otro tiempo diferente.

Esta información deberá incluir como mínimo la demostración de la conformidad de cada mezcla, con la especificación y resultados de testigos rotos en compresión, en cantidad suficiente para demostrar que está alcanzado la resistencia mínima especificada.

A pesar de la aprobación de la Supervisión, el Constructor será total y exclusivamente responsable, que calidad del concreto siga de acuerdo a las especificaciones.

#### **1.2 Mezclado**

El mezclado en obra será efectuado en máquinas mezcladoras, que deberán tener características especificadas por el fabricante, para lo cual deberá portar una





placa en la que se indique su capacidad de operación y las revoluciones por minuto recomendadas. Deberá estar equipada con: una tolva de carga, tanque para agua y medidor de agua, deberá ser capaz de mezclar plenamente los agregados, cemento y agua, hasta alcanzar una consistencia uniforme en tiempo especificado y de descarga sin segregación.

Una vez aprobada la máquina por la Supervisión, deberá mantenerse en perfectas condiciones de operación y usarse de acuerdo a las especificaciones del fabricante.

La tanda de agregados y cemento deberá ser colocado en el tambor de la mezcladora, cuando en este se encuentre ya parte del agua de la mezcla. El resto de agua, podrá colocarse gradualmente en plazo que no exceda al 25% del tiempo total del mezclado.

Deberá asegurarse de que exista controles adecuados, para impedir terminar el mezclado antes de tiempo especificado o añadir agua adicional, una vez que el total especificado ha sido incorporado. El total de la tanda deberá ser descargado antes de introducir una nueva tanda.

Cada tanda de 1.5m<sup>3</sup> ó menos, será mezclado en no menos de 1½ minutos. El tiempo de mezcla será aumentado en 15 segundos por cada 2/3 m<sup>3</sup> adicional.

La mezcla deberá mantenerse limpia. Las paletas interiores del tambor, deberá ser reemplazadas cuando hayan perdido 10% de su profundidad.

En caso de añadirse aditivos, estos serán incorporados con una solución y empleando un sistema de dosificación y entrega.

El concreto será mezclado sólo para uso inmediato. Cualquier concreto que haya comenzado a fraguar sin haber sido empleado, será eliminado; asimismo, se eliminará todo concreto al que se haya añadido agua.



### 1.3 Conducción y Transporte

El transporte del concreto debe ser rápido, de modo que no seque o que pierda su plasticidad. El transporte debe ser uniforme y que no hayan atrasos en su colocación.

No debe ocurrir pérdida de materiales especialmente de cemento, el equipo debe ser estanco y su diseño debe asegurar las transferencias del concreto sin derramarse.

La capacidad de transporte debe estar coordinada con la cantidad de concreto a colocar, debe ser suficiente para impedir la ocurrencia de puntas frías.

El concreto será depositado tan cerca como sea posible de su posición final, nunca deberá ser en grandes cantidades en un solo punto.

### 1.4 Pruebas

La empresa supervisará las pruebas necesarias de los materiales y agregados, de los diseños propuestos de mezcla y del concreto resultante, para verificar el cumplimiento con los requisitos técnicos de las especificaciones de la obra.

Estas pruebas incluirán lo siguiente:

- a) Pruebas de los materiales que se emplearán en la obra, para verificar su cumplimiento con los requisitos técnicos de las especificaciones.
- b) Prueba de resistencia del concreto, de acuerdo con los procedimientos siguientes:

Obtener muestras de concreto de acuerdo con las especificaciones ASIM C 172, método para muestrear concreto fresco.

Preparar series de (9) testigos, en base a las muestras obtenidas de acuerdo con las especificaciones ASIM C 3, método para preparar y curar testigos de concreto



para pruebas a la compresión y flexión en campo y, curarlas bajo las condiciones normales de humedad y temperatura.

Las pruebas de campo serán de:

a) Slump ( asentamiento)

Esta prueba debe efectuarse con frecuencia durante el proceso del llenado del concreto, una prueba cada hora es lo mínimo recomendable.

El asentamiento viene expresado por el ensayo en el cono de Abrams, dando mezclas:

- Secas            0 a 2"
- Plásticas       3" a 4"
- Húmedas        4"

b) Testigo Cilíndricos

Estos se elaborarán siempre en parejas. El número de parejas a obtenerse por cada calidad de concreto debe ser como un mínimo:

- ◆ Una pareja por día de llenado.
- ◆ Una pareja por cada 80m<sup>3</sup> de concreto colocado.
- ◆ Una pareja por cada 500m<sup>3</sup> de concreto colocado.
- ◆ En caso de estructuras hidráulicas se utilizarán como mínimo 2 parejas.

Probar tres(3) a los siete(7) días, tres(3) a los catorce(14) y tres a los veintiocho días en condición húmeda, de acuerdo con la especificación ASIM C 39, método para probar cilindros moldeados de concreto para resistencia a la compresión.

El resultado de la prueba, será el promedio de la resistencia de los tres (3) testigos en la prueba manifiesta que ha habido fallas en el muestreo, moldes o prueba, este podrá ser rechazado y se promediará los dos testigos restantes.



Si hubiese más de un testigo de evidencia cualquiera de los efectos indicados, la prueba total será descartada.

Se efectuará una prueba de resistencia a la compresión por cada 50m<sup>3</sup> ó fracción, de cada diseño de mezcla de concreto vaciado en un solo día, en ningún caso deberá presentarse un diseño de mezcla con menos de cinco pruebas.

La Empresa determinará la frecuencia requerida para verificar lo siguiente:

- Control de las operaciones de mezclado de concreto.
- Revisión de los informes de fabricantes, de cada remisión de cemento y acero de refuerzo.
- Moldeo y prueba de cilindros de reserva a los siete (7) día, conforme sea necesario.

El constructor tendrá a su cargo las siguientes responsabilidades:

- Obtener y entregar a la Supervisión, sin costo alguno, muestras representativas preliminares de los materiales que se propone emplear para su aprobación.
- Suministrar la mano de obra necesaria, para obtener y manipular las muestras en la obra.
- Indicar a la Supervisión con suficiente anticipación, las operaciones que van a efectuar para permitir la determinación de pruebas de calidad y, para la asignación de personal.
- Promover y mantener para el empleo de la Empresa facilidades adecuadas para almacenamiento seguro y el curado correcto de los cilindros de prueba de concreto en la obra durante las primeras 24 horas, según se requiera en las especificaciones ASTM C 31.



- Llevar un registro de cada testigo fabricado, en el que constará la fecha de elaboración ( inclusive la hora) la clase de concreto ( indicado el lugar específico), edad al momento de prueba, resultado y número de la misma.

De acuerdo con la normas ACI 318 504(c), se considerará satisfactoria la resistencia del concreto, si el promedio de 3 pruebas de resistencia consecutivas de testigos (curados en laboratorio) que representan la resistencia específica del concreto, es igual o mayor que la resistencia especificada, o sino más del 10% de los testigos tienen valores menores a la resistencia especificada.

Si en opinión de la Supervisión, el número de pruebas es inadecuado para evaluar la resistencia del concreto, podrá solicitar un sistema diferente, para obtener el número de testigos necesarios para una buena evaluación del concreto.

Las pruebas, serán efectuadas por un laboratorio independiente de la organización del Constructor y aprobado por la Supervisión. El constructor, incluirá el costo total de las pruebas en su presupuesto.

En la eventualidad de que no se obtenga la resistencia especificada, la Supervisión podrá ordenar que se efectúe pruebas de carga, de acuerdo con el Reglamento Nacional de Construcciones. De no considerarse satisfactorios los resultados de éstas pruebas, se podrá ordenar la demolición parcial o total de la zona afectada.

El costo de las pruebas de cargas, de la demolición y reconstrucción de la estructura, será de cuenta exclusiva del Constructor, quién no podrá justificar demora en la entrega de la obra por estas causas.



## 1.5 Encofrados

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto, darle forma de acuerdo a las dimensiones requeridas y deberán de estar de acuerdo a las normas ACI 347-68.

Los encofrados, deberán tener buena resistencia para soportar con seguridad el peso, la presión lateral del concreto y las cargas de construcción.

Deberán tener buena rigidez, para asegurar que las secciones y alineamiento del concreto terminado, se mantenga dentro de tolerancias admisibles.

Las juntas deberán ser herméticas, de manera que no ocurra la filtración del mortero.

Deberán ser arriostradas contra deflexiones laterales. El diseño e ingeniería de encofrado, así como su construcción es responsabilidad del Constructor.

La deformación máxima entre elementos de soportes, debe ser menor de  $1/240$  de la luz entre los miembros estructurales.

Los tirantes de los encofrados deben ser hechos de tal manera, que los terminales puedan ser removidos sin causar astilladuras en las capas de concreto, después que las ligaduras hayan sido removidas.

## 1.6 Desencofrado

Inmediatamente después de quitar las formas, la superficie de concreto, deberá ser examinada cuidadosamente y cualquier irregularidad, deberá ser tratada como lo ordene la Supervisión.

Las formas deberán retirarse de manera que se asegure la completa indeformabilidad de la estructura.

En general las formas no deberán quitarse hasta que el concreto se haya endurecido suficientemente como para soportar con seguridad su propio peso, y



los pesos superpuestos que puedan colocarse sobre él. Las formas no deberán quitarse sin el permiso de la Empresa; en cualquier caso, éstas deberán dejarse en un sitio, por lo menos el tiempo contado desde la fecha del vaciado del concreto, según como a continuación se especifica:

- Muros y zapatas : 24h.
- Columnas y costados de vigas : 24h.
- Losas : 7 días.

Cuando se haya aumentado la resistencia del concreto por diseño de Mezclas o Aditivos, los tiempos de Desencofrado podrán ser menores, previa aprobación de la Supervisión.

### 1.7 Tolerancia

A menos que especifique de otro modo la Supervisión, el encofrado deberá ser construido de tal modo que las superficies del concreto, estén de acuerdo a los límites de variación indicados en la siguiente relación de tolerancias admisibles:

- a. La variación en las dimensiones de la sección transversal de las losas, muros, columnas y estructuras similares serán de: 6mm. + 1.2cm.
- b. Variación de la vertical en las superficies de columnas, y otras estructuras similares:
  - Hasta una altura de 3m. : 6mm.
  - Hasta una altura de 6m. : 1cm.
- c. Variaciones en niveles o gradientes, indicadas en los planos, para piso, techos, vigas, bruñas, y estructuras similares:
  - En cualquier nave, o en 6m. Máx.: 6mm.
  - En 12m. ó más:  $\pm 10$ mm.



- d. Variaciones en los tamaños y ubicaciones de mangas, pasos, aberturas en paredes y similares: 6mm..

## 2. MATERIALES

### 2.1 Cemento

El cemento a usarse será Pórtland Tipo I, que cumpla con las Normas Técnicas Nacionales.

### 2.2 Agregados

Los agregados deberán cumplir con los requisitos establecidos en las Normas ASTM- C33. Estos pueden ser: agregado fino(arena) y agregado grueso(piedra partida, grava)

#### a. Agregado fino

Debe ser de arena natural, limpia, silicea, lavada, de granos duros, fuertes, resistentes, lustrosos, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrenos, partículas suaves o escamosas, pizarras, álcalis y materiales orgánicos ( con tamaño máximo de partículas de 3/16"), y cumplir las normas vigentes.

La arena utilizada para la mezcla del concreto será bien granulada y al probarse por medio de mallas estándar, deberá cumplir con los límites de gradación recomendable, señalada en el R.N.C., y que es la siguiente:

MALLA	% QUE PASA
3/8"	100
4	95 a 100
8	80 a 100
16	50 a 85
30	25 a 60
50	10 a 30
100	2 a 10

El módulo de fineza de la arena estará en los valores de 2.50 a 2.90.





#### b. Agregado Grueso

El agregado grueso deberá ser grava o piedra chancada; estará limpia de polvo, materia orgánica o barro, y no debe contener piedra desintegrada, mica o cal libre.

La gradación estará de acuerdo a lo establecido por el Reglamento Nacional de Construcciones.

### 2.3 Agua

El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia, libre de materias orgánicas, álcalis, ácidos y sales.

Las impurezas excesivas en el agua pueden interferir, no sólo en la fragua inicial del cemento, afectando la resistencia del concreto, sino provocar manchas en su superficie y originar corrosión en la armadura. No debe usarse agua de acequia, ni de mar, estancadas o pantanosas.

### 2.4 Acero

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ; Debiendo satisfacerlas condiciones referidas en las Normas Técnicas Nacionales ITINTEC y en cuanto a la malla de acero soldada, con las Normas ASTM-A-185.

#### a. Enderezamiento y redoblado

Las barras no deberán enderezarse ni volverse a doblar, en forma tal que el material sea dañado.

No se usarán las barras con ondulaciones o dobleces, no mostradas en los planos, ni tampoco las que tenga fisuras o roturas.



El calentamiento del acero, se permitirá solamente cuando toda la operación sea aprobada por la empresa o proyectista.

b. Colocación del Refuerzo

La colocación de la armadura, será efectuada en estricto acuerdo con los planos y con una tolerancia no mayor de  $\pm 1$ cm. Se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio de amarres de alambre, ubicadas en las intersecciones.

c. Empalmes

Estos pueden ser soldados, si los extremos no se sueldan, el refuerzo habrá que traslaparse 30 diámetros en barras corrugadas.

d. Soldadura

Se utilizarán el tipo de soldadura recomendada por el fabricante del acero, y que cumpla con las Normas Técnicas Nacionales.

Deberá usarse electrodos de bajo contenido de hidrógeno, ya que estos permiten soldar a temperaturas muy bajas.

Es conveniente efectuar la soldadura formando cordones sucesivos, utilizando electrodos de  $\varnothing 1/8$ " con un amperaje de 90 A. Después de cada cordón, deberá limpiarse completamente la escoria.

La malla soldada será soportada del mismo modo que las barras de refuerzo.

Los traslapes de la malla soldada, será como mínimo tres cocadas ó 30cm., el que sea mayor.

e. Tolerancia

Las tolerancias de fabricación y colocación para acero de refuerzo serán las siguientes:

- Las varillas utilizadas para el refuerzo de concreto, cumplirán los siguientes requisitos para tolerancias de fabricación:



- Longitud de corte:  $\pm 2.5$ cm.
- Estribos, espirales y soportes:  $\pm 1.2$ cm
- Dobleces:  $\pm 1.2$ cm.
- Las varillas serán colocadas para las siguientes tolerancias:
  - Cobertura de concreto a las superficies :  $\pm 6.0$  mm
  - Espaciamiento mínimo entre varillas :  $\pm 6.0$  mm
  - Miembros de 20cm. de profundidad ó rmenos :  $\pm 6.0$  mm.
  - Miembros de más de 20cm, e inferior a 5cm de profund. :  $\pm 1.2$  cm.
  - Miembros de más de 60cm de profundidad :  $\pm 2.5$  cm.
- Las varillas pueden moverse de acuerdo a sus diámetros (para evitar interferencias con otras varillas de refuerzo de acero, conductos o materiales empotrados), si excediese dicha tolerancia, deberá solicitarse la aprobación de la Supervisión.

## 2.4 Aditivos

Solo se podrán emplear aditivos aprobados por la Supervisión. En cualquier caso, queda expresamente prohibido el uso de aditivos que contengan cloruro o nitratos.

Para ellos aditivos que se suministran en forma de suspensiones o soluciones inestables, deben proveerse equipos de mezclado adecuados, para asegurar una distribución uniforme de los componentes, los aditivos deben protegerse de temperaturas extremas, que pueden modificar sus características.

En todo caso, los aditivos a emplearse deberán estar comprendidos dentro de las Especificaciones Técnicas ASTM correspondientes.

## 3. ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

El cemento debe almacenarse y manipularse de manera que siempre esté protegido de la humedad o, sea posible su utilización según el orden de llegada a la obra. La inspección ó identificación debe poder efectuarse fácilmente.



No debe usarse cemento que esté aterronado, compacto o deteriorado de alguna forma.

El almacenaje del material fino se efectuará de tal manera, evitando su segregación y contaminación con otro tamaño de agregados. La arena será considerada apta, si cumple con las especificaciones.

El agregado grueso se almacenará por separado, en igual condición que el agregado fino.

Las varillas de acero se almacenarán fuera del contacto con el suelo, en un lugar seco, y preferentemente cubiertos, se mantendrán libres de tierra, suciedad, aceite o grasa. Antes de su colocación en la estructura, el refuerzo metálico deberá limpiarse de escamas de laminado, óxido y cualquier capa que pueda reducir su adherencia.

Cuando haya demora en el vaciado del concreto, el refuerzo metálico se reinspeccionará y se volverá a limpiar cuando sea necesario.

#### **4. TIPOS DE CONCRETO**

##### **a. Concreto Ciclópeo**

Dicho concreto se usará en los cimientos corridos. Se apoyarán directamente sobre el terreno. El concreto ciclópeo consta de cemento y agregados, dosificados en tal forma que se obtenga a los 28 días una resistencia mínima a la compresión de  $10\text{kg/cm}^2$ . ( En probetas normales de  $6'' \times 12''$ ). Se agregará piedra en un volumen que no exceda el 30% y con un tamaño máximo de 0.15m.de diámetro.

El cemento a utilizar será Pórtland Tipo I y, el concreto podrá vaciarse directamente a la zanja sin encofrado, siempre que lo permita la estabilidad del talud.



Se humedecerán las zanjas antes de llenar los cimientos y no se colocarán las piedras, sin antes haber vaciado una capa de concreto de por lo menos 10cm. de espesor. Todas las piedras deberán quedar completamente rodeadas por la mezcla.

La profundidad mínima de los cimientos, indicada en los planos respectivos se medirá a partir del terreno natural.

En caso de tener que cortar el terreno natural, para conseguir el nivel de plataforma indicado en los planos correspondientes, la profundidad mínima se considera a partir de este último nivel.

En los sobrecimientos las dimensiones serán de acuerdo a lo indicado en los planos de estructura.

#### **b. Concreto Armado**

Se usará dicho concreto en la construcción de casetas de bombeo, canales, columnas, vigas, buzones y otras estructuras. El concreto armado consta de cemento, agregados y armaduras de fierro, dosificados en tal forma que se obtenga a los 28 días, una resistencia mínima a la compresión de 140 a 210 Kg / cm<sup>2</sup> (en probetas normales de 6" x 12").

En caso de que una sección no pueda ser llenada en una sola operación, se ubicarán juntas de construcción de acuerdo a lo indicado en los planos o de acuerdo a las presentes especificaciones, siempre y cuando sean aprobados por la Supervisión

La colocación del concreto en elementos soportados, no debe ser comenzada hasta que el concreto previamente puesto ( con 2 horas de anticipación) en columna y paredes ya no esté plástico.



El concreto debe ser depositado, tan pronto como sea posible, en su posición final para evitar la segregación debido al deslizamiento ó al remanejo. El concreto no se depositará directamente en el terreno, debiéndose preparar solados de concreto antes de la colocación de la armadura. Toda la consolidación del concreto se efectuará por vibración.

El concreto debe ser trabajado a la máxima densidad posible, debiéndose evitar las formaciones de bolsas de aire (incluido de agregados gruesos y de grumos), contra la superficie de los encofrados y de los materiales empotrados en el concreto.

La vibración deberá realizarse por medio de vibradores, accionados eléctricamente o neumáticamente. Los vibradores por inmersión de diámetro inferior a 10cm, tendrán una frecuencia mínima de 6000 vibraciones por minuto. En la vibración de cada estrato de concreto fresco, el vibrador debe operar en posición vertical. La inmersión del vibrador será tal, que permita penetrar y vibrar el espesor total del estrado y penetrar en la capa inferior del concreto fresco, pero se tendrá especial cuidado para evitar que la vibración pueda afectar el concreto que ya está en proceso de fraguado.

No podrá iniciar el vaciado de una capa, antes de que la inferior haya sido completamente vibrado. La duración de la vibración estará limitada al mínimo necesario, para producir la consolidación satisfactoria sin causar segregación. Se mantendrá un vibrador de repuestos en la obra, durante todas las operaciones de concreto.

El curado del concreto, debe iniciarse tan pronto como sea posible, sin causar maltrato a la superficie del concreto, esto ocurrirá de 1<sup>ra</sup> 3 horas, después de la colocación en climas calurosos y secos, de 2 ½ a 5 horas en climas templados y 4 ½ a 7 horas en climas fríos.



El tiempo de curado debe ser el máximo posible, como mínimo debe ser 7 días, excepto cuando se emplee concreto hecho con cemento de alta resistencia inicial, en cuyo caso el curado será de 3 días como mínimo.

Uno de los métodos de curado, corresponde al de *Previsión de Agua*, el cual se logra regando el concreto o manteniendo cubierto con lonas permanentemente húmedas o formando arroceras, el concreto no debe secarse, así mismo ello se ejecuta al cubrir el concreto con tierra o paja manteniéndolas húmedas.

Durante el curado, el concreto será protegido de perturbaciones por daños mecánicos, tales como esfuerzos producidos por cargas, choques pesados y vibración excesiva.

## **5. ROTURAS Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS.**

Para la rotura, no se permitirá el empleo de comba u otra herramienta que afecte la resistencia del pavimento adyacente, en buen estado.

El espesor mínimo de reposición de pavimentos rígidos, es el siguiente:

CAPA DE RODADURA	SUB-BASE
0.15 m.	0.20 m.

El material seleccionado para la sub-base necesariamente será de afirmado, y la resistencia del concreto igual a un  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ .

## **7.0.6 DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO**

### **1.0 Excavación**

Las excavaciones se realizarán teniendo en cuenta los planos respectivos, y las profundidades indicadas en los mismos, comprende la estructura de rejas, la cámara de recolección y la cámara de bombeo.



## **2.0 Concreto Armado**

Los requisitos de los materiales conformantes de ésta partida, ya fueron descritos anteriormente; engloba las obras a ejecutarse en el canal de acceso de la cámara de rejas y en la estación de bombeo (muros y losa), para lo cual se considerará como resistencias mínimas un  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente.

## **3.0 Instalación de bombas y accesorios**

Se indica en los planos correspondientes, así como en los cálculos respectivos las bombas que han sido consideradas para el diseño tanto para la ciudad de Luya, cómo para la ciudad de Lámud. El total de bombas a instalar por estación de bombeo es de 03, dos que funcionarán alternadamente y una tercera para reserva, que puede entrar en funcionamiento en algún caso de emergencia. Tanto las bombas como los accesorios serán instalados cuidadosamente por personal especializado, y deberá proporcionársele una adecuada operación y mantenimiento, por tratarse de estructuras de vital importancia en el funcionamiento general de la red de alcantarillado de ambas ciudades.

## **7.0.7 DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION**

### **1.0 Excavación**

Comprende las excavaciones a ejecutar en las lagunas, canales de acceso, estructura de rejas, medición de caudales, interconexión y salida, los mismos que se ceñirán a lo indicado en los planos. En cuanto a las lagunas los niveles han sido determinados tratando de compensar corte y relleno, esto es la conformación de taludes, cualquier modificación que se realice por este concepto, deberá previamente ser comunicado a la Supervisión.





## **2.0 Conformación de taludes**

Con el material excavado se procederá a ejecutar los taludes correspondientes, siguiendo para ello lo indicado en los planos, en cuanto a inclinación así como a las medidas de las plataformas.

## **3.0 Concreto Armado**

Todas las estructuras conformantes de ésta partida: canales de ingreso, salida, en estructuras de rejas, medición, interconexión y en borde superior de lagunas, serán ejecutados con una resistencia mínima de concreto de  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ .

Las columnas y vigas, elementos del cerco perimétrico, serán realizados con concreto de resistencia igual a  $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$ .



## CAPITULO VIII

# RESUMEN Y CONCLUSIONES

### 8.1.0 RESUMEN

Las ciudades de Luya y Lámud, pertenecen a los distritos del mismo nombre, Provincia de Luya, Departamento de Amazonas; el mismo que se encuentra ubicado al noroeste de nuestro país. (Ver Fotografía N° 01 y N° 02)

Las zonas del proyecto son vecinas y se encuentran separadas por una distancia de 2.50 km. aproximadamente, topográficamente las ciudades de Luya y Lámud se ubican entre las cotas 2326.00 – 2365.00 m.s.n.m. y 2305.00 – 2485.00 m.s.n.m. respectivamente, siendo el río Jucusbamba la característica hidrográfica más importante, cuyos caudales de estiaje y de lluvias corresponden a los valores de 540 l/seg. y 30.00 m<sup>3</sup>/seg., registrándose que en sólo dos oportunidades (1940 y 1993) provocó inundaciones en las zonas de estudio. (Ver Fotografía N° 03 y N° 04)

La actividad económica más importante de ambas ciudades es la agricultura, sin embargo en los últimos años la ciudad de Luya ha tenido un acelerado desarrollo comercial, lo que ha provocado un incremento sustancial de sus pobladores y, que en le futuro formarán con la ciudad de Lámud un sólo bloque de desarrollo, es por ello que el proyecto engloba ambas ciudades.

El sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Luya tiene una antigüedad de 40 años, comprende dos tuberías de aducción de F°F° Ø 4", con un



reservorio apoyado de capacidad igual a  $350 \text{ m}^3$ , un sistema de distribución formado por tuberías de  $^{\circ}\text{F}^{\circ}\text{F}$  de diámetros igual a 3" y 4". (Ver Fotografía N° 05)

En cuanto a la ciudad de Lámud, su sistema de abastecimiento de agua, presenta la misma antigüedad de Luya, siendo sus características más sobresalientes; dos tuberías de aducción de  $\text{F}^{\circ}\text{F}^{\circ}$  de  $\varnothing 4"$  que alimenta a dos reservorios apoyados de  $80 \text{ m}^3$  de capacidad. Complementariamente para satisfacer la demanda se posee un sistema de bombeo, siendo la fuente el manantial denominado Cashunta desde el cual se alimenta al reservorio cuya capacidad es de  $100 \text{ m}^3$ ; y desde los reservorios mencionados se distribuye por toda la ciudad través de tuberías de  $^{\circ}\text{F}^{\circ}\text{F}$  de diámetro igual a 3" y 4". (Ver Fotografía N° 06 y N° 07)

El actual sistema de desagüe de la ciudad de Luya está formado por tuberías de CSN de  $\varnothing 6"$  y  $8"$  de longitudes igual a 4715 y 3735 mts. respectivamente, obteniendo un total de 8450 mts.; , observándose claramente dos bloques de colectores, una en cada margen del río, teniendo por lo tanto dos puntos de descarga hacia del río Jucusbamba; el 75% de la población actual se ve favorecida con este servicio. (Ver Fotografía N° 09)

En cuanto a la ciudad de Lámud su sistema de alcantarillado lo componen tuberías de  $\varnothing 8"$ , con una longitud igual a 7050 mts., lo que sirve a un 45% de su población. Posee un único punto de descarga, y lo hace hacia el río Jucusbamba; que sumado a las descargadas en la ciudad de Luya, contamina aún más las aguas del mencionado río. (Ver Fotografía N° 10)

El periodo de diseño ha sido considerado en 20 años y 2 años proyectados para la construcción de los sistemas, lo que corlleva, a que el año proyectado para el diseño es el año 2022.

El estudio de las poblaciones de Luya y Lámud se realizó por separado inicialmente, por cuanto su comportamiento a partir del año 1961 han sido diferentes;



claramente se puede observar un comportamiento creciente en la ciudad de Luya, y uno en decaimiento y posterior recuperación para la ciudad de Lámud.

El Método Gráfico de Tendencias, los Métodos Matemáticos: Aritmético, Geométrico, Interés Simple, y de Mínimos Cuadrados con crecimiento porcentual de tendencia aritmética, así como el Método Racional, se aplicaron en ambas ciudades, con excepción del primer método en la ciudad de Lámud; arrojando valores aceptables para la ciudad de Luya; en cambio lo obtenido en Lámud, no ha hecho otra cosa, que confirmar que todos esos métodos no son aplicables, debido a su tendencia decreciente en las últimas décadas.

Visto lo anterior se adoptó para la ciudad de Luya un valor promedio de los métodos que más se ajustaban hacia un posible curva de crecimiento, obteniendo para el año 2022 un valor igual a 3030 habitantes.

Dada la cercanía de ambas ciudades, mejorado la Red Vial Nacional, el fomento del Turismo tanto interno como externo; en particular por su proximidad a la Ciudadela de Kúelap, la ciudad de Lámud debe desarrollarse por todo el potencial que posee y el hecho de tener su población el año 1993 un crecimiento vegetativo positivo a razón de 37 hab./año que asociado al hecho de contar con una población joven y un promedio de población femenina del 54%, se adoptó para la ciudad de Lámud un crecimiento similar a la ciudad de Luya, por lo tanto se proyectó para el año 2022 una población equivalente a 3365 habitantes.

Para la determinación de los caudales de contribución, y en base al R.N.C., se adoptó los siguientes parámetros de diseño:

- ◆ Dotación : 150 lts./hab./día
- ◆ Coeficiente de variación de máximo consumo diario ( $K_1$ ) : 1.30
- ◆ Coeficiente de variación de máximo consumo horario ( $K_2$ ) : 2.50
- ◆ Factor de reingreso agua/desagüe (C) : 0.80



Dada la ubicación geográfica de las ciudades de Luya y Lámud, fue imprescindible considerar a las aguas pluviales como factores importantes dentro del diseño general, para calcular el caudal de aguas de lluvia se utilizó el Método Racional, por lo cual se hizo un estudio histórico de las precipitaciones registradas en la estación Chachapoyas entre los años 1979 –1993, posteriormente se realizó un ajuste de los datos a una posible curva futura, a través de métodos probabilísticos como son: Normal, Lognormal, Pearson III y Gumbel.

Puesto que era necesario adoptar un valor representativo de precipitación, se realizó una evaluación y comparación de los métodos probabilísticos mencionados, a través de Análisis Gráfico, Método del Error Cuadrático Mínimo, Prueba de Bondad  $\chi^2$ , y la Prueba Kolmogorov - Smirnov, resultando la función Probabilística Gumbel la que más se ajusta a los valores de precipitación registrados; adoptándose un Período de retorno igual a 50 años y haciendo uso de la función seleccionada, el valor de precipitación de diseño obtenido fue de 1.58 lts./seg/Ha.

Con ayuda de los planos de ambas ciudades, se obtuvo el área a drenar; que conjuntamente con la precipitación de diseño nos permitió calcular el caudal de aguas pluviales, considerándose un aporte del 40% correspondiente a la descarga pluvial domiciliaria que se suma a la descarga sanitaria, obteniéndose valores iguales a 30.02 y 40.45 lt./seg. para la ciudad de Luya y Lámud respectivamente.

Para el cálculo del caudal del diseño en ambas ciudades y con los valores descritos anteriormente, se obtuvo que el caudal de aguas servidas para las ciudades de Luya y Lámud respectivamente fueron de 10.52 y 11.68 lt./seg. Las aguas de infiltración, no fueron consideradas por no ser representativas.

De lo anterior el caudal del diseño considerado viene a estar dado por la suma del aporte pluvial (40%) y la descarga domiciliaria cuyos valores resultantes son de 40.54 lt./seg. para la ciudad de Luya, y de 52.13 lt./seg. para la ciudad de Lámud.



Dada la topografía accidentada y cambiante, de fuerte pendiente en algunos tramos, y suaves y mínimas en otras, se consideró que el tipo de tubería más apropiada para la zona, era la tubería perfilada de PVC RIB LOC, con coeficiente de rugosidad de Manning igual a  $n=0.010$ , y resistencia a altas velocidades de hasta 6.00m/s.

Con ayuda de la fórmula de Manning y de los ábacos que relacionan parámetros para tuberías parcialmente llenas; y teniendo presente el R.N.C. se procedió a calcular los colectores proyectados. Cabe mencionar que en algunos tramos de arranque y fuerte pendiente, se excedió la velocidad máxima que soporta la tubería para el caso probable que funcione a media sección, que es como se recomienda; por cuanto la posibilidad que ello suceda es muy bajo.

Las longitudes de las tuberías, así como los buzones utilizados, en los sistemas de desagüe sanitario de ambas ciudades, son resumidas en el siguiente cuadro:

CIUDAD	LONGITUD DE TUBERIAS (mts.)				TOTAL
	8"	10"	12"	14"	
LUYA	16,108.65	1,036.20	403.70	-----	17,548.55
LAMUD	19,687.30	933.80	223.55	922.20	21,766.85
<b>TOTAL</b>	<b>35,795.95</b>	<b>1,970.00</b>	<b>627.25</b>	<b>922.20</b>	<b>39,315.40</b>

PROFUNDIDAD DE BUZONES(mts.)	CIUDAD		
	LUYA	LAMUD	TOTAL
[1.20 - 1.50>	128	246	374
[1.50 - 2.00>	20	29	49
[2.00 - 3.00>	33	46	79
[3.00 - 5.00>	6	29	35
[5.00 - 6.50>	-----	6	6
<b>TOTAL</b>	<b>187</b>	<b>356</b>	<b>543</b>



En ambas ciudades, para vencer la dificultad de evacuar las aguas residuales de una margen a otra se procedió a calcular estaciones de bombeo; cuyas principales características se indican a continuación:

CIUDAD	CARACTERISTICAS PRINCIPALES					
	CAUDAL DE BOMBEO	TUBERIA Ø	LONGITUD	MATERIAL	H <sub>TOTAL</sub>	TIPO DE BOMBA
<b>LUYA</b>	14.27 lps.	6"	30.00 m.	PVC A - 10	3.95 m.	Hidrostral E5K-L
<b>LAMUD</b>	53.92 lps.	12"	25.00 m.	PVC A - 10	4.05 m.	Hidrostral F6K-M

Teniendo en cuenta la Ley General de Aguas, se determinó el tratamiento requerido en las aguas residuales de ambas ciudades; para ello se consideró como factores determinantes: La contaminación del cuerpo receptor, y el reuso de las aguas residuales en épocas de verano para la irrigación de plantas como: maíz, alfalfa, entre otros, por ello se concluyó que las aguas residuales requerían un **Tratamiento Secundario.**

En base al tratamiento requerido, se comparó los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, siendo las lagunas de estabilización del tipo **Facultativas** la más adecuada para nuestro de proyecto. El sistema comprende dos Lagunas primarias en paralelo, seguidas de una secundaria en serie.

En el esquema de tratamiento se planteó la necesidad de eliminar las aguas de lluvia y tratar únicamente las aguas residuales, es por eso que se dispuso de una estructura de rebose. En el caso de la ciudad de Luya fue necesario considerar una estructura de pre - tratamiento como son las estructuras de rejillas; en ambas ciudades se consideró utilizar medidores de caudal del tipo Parshall.

El presupuesto para los sistemas de desagüe de las ciudades del proyecto ascienden a la suma de S/. 2' 972,170.61 y S/. 4' 664,557.18 para las ciudades de Luya y Lámud respectivamente.



La distribución porcentual de costos en la Red de Desagüe, Estación de Bombeo y Lagunas de Estabilización para cada ciudad es indicada en el siguiente cuadro:

CIUDAD	DISTRIBUCION DE COSTOS			COSTO TOTAL
	RED DE DESAGÜE	ESTACION DE BOMBEO	LAGUNAS DE ESTABILIZACION	
LUYA	82.23%	3.27%	14.50%	100.00%
				<b>SI. 2'972,170.61</b>
LAMUD	80.00%	2.86%	17.14%	100.00%
				<b>SI. 4'664,557.18</b>

En la ejecución del proyecto, las especificaciones técnicas, deberán ser tomadas en consideración, y cumplirlas minuciosamente, para evitar posibles problemas, como deslizamientos en suelos inestable, etc., y de esa manera brindar seguridad a los trabajadores y a la población en general.

## 8.2.0 CONCLUSIONES

- Dada la cercanía entre las ciudades de Luya y Lámud, es imposible tratar el problema de la dinámica y comportamiento de la población como entes totalmente diferentes, pues aún cuando Lámud tiene un descenso poblacional aparente, la ciudad vecina de Luya presenta un ritmo acelerado de crecimiento, que nos ha obligado a considerar una razón de crecimiento similar y estimo que en el futuro formarán un solo conjunto poblacional.
- Teniendo en cuenta la ubicación geográfica y por tanto climática de las ciudades del proyecto, las precipitaciones pluviométricas son importantes y por tanto un porcentaje de ellas debió ser considerada como aporte al sistema de desagüe, constituyéndose





como factor dominante en el caudal de diseño. Esta contribución no toma en consideración las aguas de lluvia que discurren por las calles.

- Las exigencias de diseño hidráulico vinculadas con la topografía de ambas ciudades fueron satisfechas por el uso de tuberías perfiladas de PVC RIB LOC ( $n=0.010$ ), que no solo se adecuaron perfectamente a las pendientes suaves de la ciudad de Luya, sino que lo hicieron también en los tramos de pendiente fuerte existentes en la ciudad de Lámud gracias a su resistencia a altas velocidades ( $V_{m\acute{a}x.}=6.00$  m/seg.); superando en ésta forma el uso de los diferentes materiales de las tuberías de C.S.N., PVC de pared sólida convencionalmente utilizadas, y con costos unitarios inferiores respecto a las de PVC sólido.
- El sistema de tuberías proyectadas para las redes de desagüe de las ciudades de Luya y Lámud, está directamente gobernadas en un 90% de la longitud total de la red por tuberías de  $\varnothing 8"$ , diámetro mínimo adoptado para evitar posibles obstrucciones y reparaciones costosas que se presentarían de haberlo hecho con tuberías de 6".
- Para la ciudad de Luya en un 90% del área las velocidades se encuentran en un rango de  $0.75$  m/s.  $< V < 3.00$  m/s. ; salvo el caso de una pequeña zona en que las velocidades oscilaron entre  $1.00$  m/s.  $< V < 6.00$  m/s.
- Para la ciudad de Lámud en un 95% del área debido a la topografía de pendiente pronunciada, las velocidades variaron en el rango de  $1.50$  m/s.  $< V < 6.00$  m/s.
- En cuanto a los tirantes máximos de los desagües, estos se encuentran en ambas ciudades, por debajo de la media sección, lo cual nos indica la potencialidad de



evacuación de los colectores que pueden hacerlo hasta  $\frac{3}{4}$  de sección en caso de un mayor incremento en los caudales.

- La profundidad promedio de los buzones y colectores de la ciudad de Luya están en el orden de 1.60 m. y en la ciudad de Lámud lo son en el orden de 1.90 mts.
- Se ha tenido que recurrir al sistema de evacuación de los desagües de ambas ciudades por medio de estaciones de bombeo, que si bien incrementan el costo del proyecto son de vital importancia ya que el desagüe requiere ser tratado, y por limitaciones de espacio en la ciudad de Luya se colectó en una sola margen, en la cual se encuentra las lagunas de estabilización.

En la ciudad de Lámud, por las mismas limitaciones de la ciudad de Luya, se tuvo que ubicar las lagunas en la margen derecha del río Jucusbamba.

- Para las ciudades de Luya y Lámud los sistemas de alcantarillado en el que prácticamente la contribución corresponde a las descargas domésticas por no contar con aportes industriales, la carga de DBO del agua residual es baja, por lo que el parámetro que gobierna el sistema de tratamiento corresponde al valor de Coliformes CF y son las Lagunas de Estabilización del tipo Facultativo el sistema de tratamiento adecuado para ambas ciudades.
- El sistema de tratamiento de la ciudad de Luya consta de 02 Lagunas Primarias en paralelo de 112.00 m. \* 42.00 m. \* 2.50 m., y una Laguna Secundaria de dimensiones 97.00 m. \* 37.00 m. \* 2.50 m.



Para la ciudad de Lámud el sistema es similar, cambiando las dimensiones de las Lagunas, así: 02 Lagunas Primarias en paralelo de 127.00 m. \* 47.00 m. \* 2.50 m. y una Laguna Secundaria de dimensiones 119.50 m. \* 44.50 m. \* 2.50 m.

➤ Dado los costos considerables, para la ejecución futura de estos proyectos, y siendo la recuperación del equilibrio ecológico un aspecto de vital importancia, y que no puede postergarse por mayor tiempo, la estructura más inmediata a ejecutar corresponderán a las lagunas de estabilización del tipo Facultativo, para de esta manera evitar que se siga descargando las aguas residuales hacia el ya contaminado río Jucusbamba.

➤ Constituyéndose las precipitaciones en un aspecto climático importante en las zonas del proyecto, el restante 60% del caudal pluvial (40% incluido en sistema de desagüe sanitario) se deberá evacuar rápidamente hacia el curso natural del río Jucusbamba, para lo cual las calles deberán trabajar de manera similar a grandes canales.

En el caso de la ciudad de Lámud por la fuerte pendiente que presentan sus calles no existirá problema alguno para drenar las aguas hacia el río; sin embargo en el caso de la ciudad de Luya, dado su topografía casi plana en muchos sectores, se tendrá que construir falsos sardineles, elevando la altura con respecto al pavimento en un mínimo de 0.25m.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Alcántara Montoya, Esteban. Proyecto de abastecimiento de agua y alcantarillado de Chorrillos. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIC-1992
- [2] Arias Govea, Eduardo. Alcantarillado y Drenaje Pluvial. Lima –1995.
- [3] CAPECO. Norma S.090 plantas de tratamiento de aguas residuales. Lima-1997.
- [4] CAPECO. Reglamento Nacional de Construcciones. Lima-1994.
- [5] Castro C., Raúl; Mendoza V., Ramón. Estudio Integral de Agua Potable y Alcantarillado, Incluyendo obras Generales Carhuamayo-Prov. de Junín-Departamento de Junín. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIA–1997.
- [6] CEPIS. II Curso de Taller sobre Lagunas de estabilización-Diseño, Construcción, Operación, Evaluación y Mantenimiento. Lima-1994.
- [7] CEPIS, Manuel V. Criterios de Diseño para la Dosificación y Mezcla Rápida. Lima- 1992.
- [8] Cerón Cucchi, Sixto. Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Alcantarillado de la ciudad de Huarochirí. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIC-1998.
- [9] Chumbimuni Segura, Roquefeler A. Proyecto de Amplificación del Sistema de Agua Potable y Diseño de Desagüe de la Urbanización “Felipe Cossio del Pomar ”. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIC-1995.
- [10] Díaz Ríos, Alberto R. Diseño, Procedimiento Constructivo y programación de la red de Alcantarillado y Lagunas de oxidación de la ciudad de Huaripampa. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIC-1996.
- [11] Espinoza Hurtado, Víctor. Diseño de la red de Desagüe y Laguna de Oxidación del Distrito de Rio Negro-Satipo-Junin. Tesis Titulo Prof. de Ing. Civil. UNI-FIC-1995.
- [12] Fair S Geyer. Abastecimiento de Agua y Renovación de Aguas Residuales. México, Limusa, 1979.
- [13] Frederick S. Merritt. Manual de Ingeniero Civil. Mc Graw Hill – 1987.



- [14] Armes T., Mayorca J. **Diseño de Estructura de Concreto Armado**. Lima- PUCP-1997.
- [15] HIDROSTAL. **Catálogo de electrobombas verticales para sólidos tipo VN**. Lima – 1998.
- [16] Dr. Ibáñez Burga, Carlos. **Abastecimiento de Agua y Alcantarillado (apuntes de clase)**. UNI-1998.
- [17] INEI. **Censos Nacionales de Población y Vivienda 1961-1972-1981-1993**. Lima –1994.
- [18] Ing. León Suematsu, Guillermo. **Tratamiento de Desagües (apuntes de clase)** UNI-FIA-1999.
- [19] Ludeña Medina María. **Estudio del Sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales de Soritor. Tesis Título Prof. de Ing. Civil.** UNI-FIC-1996.
- [20] Medina Rodríguez, Germán F. **El drenaje como medio de Conservación de la Fortaleza de Kuélap. Tesis Título Prof. de Ing. Civil.** UNI-FIC-1999.
- [21] Metcalf S., Eddy. **Tratamiento y Depuración de Aguas Residuales.** Barcelona-Labor-1981.
- [22] Moya r., Saravia G. **Probabilidad e Inferencia Estadística.** Lima – Perú - San Marcos -1988.
- [23] Municipalidades Distritales de Luya y Lámud. **Registros Civiles.** 1972–1993.
- [24] Nicoll Eterplast. **Catálogo de Tuberías y Accesorios de PVC. Presión.** Lima - 1998.
- [25] Ing. Paccha H., Pablo. **Alcantarillado y Drenaje Pluvial (Apuntes de Clase).** UNI-FIA-1999.
- [26] Pantoja Marín, Andrés C., **Ampliación y Mejoramiento del Servicio de Alcantarillado de la ciudad de Concepción. Tesis Título Prof. de Ing. Civil.** UNI-FIC-1993.
- [27] Plástica Interandina. **Catálogo de Condiciones de Instalación y Diseño de Tuberías Perfiladas de PVC-RIB LOC.** Lima-2000.
- [28] Plástica Interandina. **Diseño Estructural de Tuberías Perfiladas de PVC-RIB LOC.** Lima-2000.
- [29] Rodríguez Zubiate Edgar. **Elementos hidráulicos en Canales. Tesis Título Prof. de Ing. Civil.** UNI-FIC-1981.
- [30] Rosell Calderón, César A. **Irrigación.** Lima-CIP-1993.



- [31] Russell, George E. Hidráulica. México-1974.
- [32] Sáenz R. Lagunas de Estabilización y otros Sistemas Simplificados para el tratamiento de Aguas Residuales, serie DTIAPA BID/OPS/OMS.Manual C-14-1985.
- [33] Sáenz R. Proyecto de Lagunas Facultativas, Anaeróbicas y Aeradas. Seminario Taller sobre Tecnología de Diseño de Lagunas de Estabilización. S.A.R.H.; Mexicali; B.C., México, 1985.
- [34] SEDAPAL. Especificaciones Técnicas.1993.
- [35] SENAMHI. Datos Meteorológicos e Hidrológicos de las Estaciones a Nivel Nacional. 1979 – 1993.
- [36] Sistema Nacional de Defensa Civil. Informe y Evaluación de daños ocasionados por la inundación de Noviembre de1993, en la ciudad de Luya.
- [37] Ven Te Chow. Hidráulica de los Canales Abiertos. Colombia -Mc Graw Hill-1994.
- [38] Ven Te Chow, David R. Larry W. Hidrología aplicada. Colombia -Mc Graw Hill -1994.