

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



**"Proyecto de Agua Potable y Alcantarillado
para la Ciudad Satélite de Huacho"**

TOMO I

TESIS

**Para Optar El Título Profesional De:
INGENIERO SANITARIO**

SEBASTIAN MIGUEL RODRIGUEZ MARTINEZ

**Lima - Perú
1997**

AGRADEZCO ,
A todas las personas que
con su ayuda hicieron posible
la realización de esta Tesis

INDICE GENERAL

	Pag.
I.- INTRODUCCION	
1.- Objetivo	9
2.- Alcances del proyecto	9
II.- ASPECTOS GENERALES DE LA CIUDAD DE HUACHO	
1.- Ubicación	11
2.- Educación	11
3.- Características socioeconómicas	13
4.- Características sanitarias	16
4.1- Salud pública	16
4.2- Servicios de agua y desagüe	17
4.3- Fuentes de abastecimiento y almacenamiento de agua potable	18
5.- Características físicas	21
5.1- Cismicidad	21
5.2- Topografía	21
5.3- Tipo de suelo	21
6.- Clima	21
7.- Características hidrológicas	21
III POBLACION PROYECTADA	
1.- Introducción	23
2.- Datos Censales	23
3.- Métodos para el cálculo poblacional	24
3.1- Método Aritmético	24

3.2- Método Geométrico	26
3.3- Método de incremento de variables	27
3.4- Método de la Densidad	30
IV FUENTES DE ABASTECIMIENTO	
1.- Agua subterránea	31
2.- Agua superficial	31
V SISTEMA DE AGUA POTABLE	
1.- Parámetros de diseño	34
1.1- Periodo recomendable de diseño	34
1.2- Población	38
1.3- Dotación	38
1.4- Variaciones de consumo	40
1.5- Demanda contra incendio	41
1.6- Demanda industrial	42
2.- Captación	42
3.- Línea de impulsión	45
4.- Sistema de almacenamiento	54
4.1- Reservoirio	54
4.1.1- Introducción	54
4.1.2- Tipos	54
4.1.3- Clases de funcionamiento	56
4.1.4- Cámara de válvulas	56
4.1.5- Determinación de la capacidad	58
4.1.6- Normas de diseño	59
4.2- Diseño del Reservoirio apoyado	67
4.3- Cisterna	71

4.3.1- Criterios de diseño	71
4.3.2- Diseño de la cisterna	73
5.- Línea de aducción	77
6.- Redes de distribución	75
6.1- Bases de diseño	75
6.2- Cálculo Hidráulico	76
6.3- Válvulas	77
6.4- Grifos contra incendio	78
6.5- Anclajes	78
7.- Diseño de la red de agua Potable	79
7.1- Cálculo por el método de áreas de influencia	80
7.2- Diseño Hidráulico	81

VI SISTEMA DE ALCANTARILLADO

1.- Conceptos generales de diseño	83
1.1- Alcantarillado de servicio local	83
1.2- Colectores primarios	83
1.3- Emisores	83
1.4- Cámaras de inspección	84
2.- Aspectos técnicos	84
2.1- Caudal de contribución	84
2.2- Límites de velocidad	84
2.3- Tirantes de diseño	84
2.4- Pendientes	84
2.5- Diámetros	85
2.6- Cálculo Hidráulico	85
2.7- Constantes de rugosidad	90
2.8- Datos de campo para el diseño	90
2.9-Conformación y límites	90

2.10- Cámaras de inspección	91
3.- Diseño del sistema de alcantarillado	93
3.1- Cálculo del caudal	93
3.2- Coeficiente de contribución	93
3.3- Cálculo Hidráulico	93
VII UBICACION DE TUBERIAS	
1.- Consideraciones Generales	96
2.- Líneas de agua potable	98
3.- Líneas de alcantarillado	98
VIII OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	
1.- Objetivo	100
2.- Estructura Organizativa	100
3.- Operación de redes	101
4.- Controles de la red	101
5.- Daños en las tuberías y sus causas	102
6.- Corrosión	103
7.- Permeabilidad de las uniones de la tubería	104
8.- Daños en las válvulas y sus causas	104
9.- Mantenimiento de las redes	104
10.- Desarrollo bacteriano en las redes	105
11.- Limpieza de las tuberías de agua	107
12.- Rehabilitación de tuberías de agua	109
IX OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	
1.- Objetivo	110
2.- Estructura organizativa	110
3.- Labores operativas	110

4.- Control de operaciones	111
5.- Inspecciones especiales	111
6.- Control de caudales	111
7.- Control sanitario	112
8.- Desratización	112
9.- Seguridad	112
10.- Protección del personal	113

X TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

1.- Introducción	115
2.- Sistemas de tratamiento	115
2.1- Lagunas de oxidación	115
2.2- Fosas sépticas	116
2.3- Rafa	113
2.4- Zanjas de infiltración	113
3.- Clasificación de los diferentes tipos	117
3.1- Referente a la laguna	117
3.1.1- En función a la descarga	117
3.1.2- En función a la presencia de oxígeno	118
3.1.3- En función a la actividad microbiológica	118
3.1.4- En función a la secundaria	118
3.2- Referente al sistema de lagunas	119
3.2.1- En función al flujo final	119
3.2.2- En función a la secuencia	119
3.2.3 En función al objetivo	120
4.- Consideraciones teóricas y criterios de diseño	121
4.1- Introducción	121

4.2- Lagunas en serie	121
4.3- Lagunas en paralelo	126
4.4- Criterios de dimensionamiento	128
4.5- Consideraciones para el diseño de lagunas	133
5.- Diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales	139
5.1- Objetivo	139
5.2- Datos asumidos para el diseño	139
5.3- Ubicación	140
5.4- Tipo de suelo y topografía	141
5.5- Dimensionamiento de la laguna primaria	141
5.6- Dimensionamiento de la laguna secundaria	145
5.7- Diseño del pre-tratamiento	147
5.7.1- Datos del diseño	147
5.7.2- Diseño de la cámara de rejillas	147
5.7.3- diseño del medidor parshal	155
XI OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS DE OXIDACION	
1.- Arranque de las lagunas facultativas	157
1.1- Llenado de las lagunas	157
1.2- Control de infiltración	160
2.- Operación y mantenimiento del pre-tratamiento	162
3.- Operación y mantenimiento de las lagunas	164
3.1- Operación de las lagunas	164
3.1.1- Operación del funcionamiento hidráulico	164
3.1.2- Operación del proceso biológico	165
3.2- Mantenimiento de las lagunas	173
3.2.1- Limpieza de algas	173
3.2.2- Mantenimiento de los diques	174
3.2.3- Mantenimiento de las rutas de acceso	174
3.2.4- Mantenimiento general	174

3.2.5- Remoción de lodos	175
4.- Impacto ambiental de las lagunas de estabilización	177
XII PREVISION CONTRA DESASTRES Y OTROS RIESGOS	
1.- Sistema de agua potable	180
1.1- Factores naturales	180
1.2- Fact. relacionados con el hombre	182
2.- Sistema de alcantarilla	183
2.1- Terremotos	184
2.2- Inundaciones	184
2.3- Explosiones	184
3.- Sistemas de tratamiento de aguas residuales	184
3.1- Diques y taludes	185
3.2- Estructuras de ingreso	185
3.3- Estructuras de salida	185
3.4- Funcionamiento	185
XIII COSTOS Y PRESUPUESTOS	186
1.- Costo y presupuesto del sistema de agua potable	
2.- Costo y presupuesto del sistema de alcantarillado	
3.- Costo y presupuesto de la laguna de oxidación	
XIV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	197
ANEXO	
1.- Especificaciones técnicas para el sistema de agua potable y alcantarillas	202

2.- Especificaciones técnicas para la laguna de laguna de oxidación	233
BIBLIOGRAFIA	245

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.- OBJETIVO:

El presente trabajo de tesis titulado: Proyecto de Agua potable y alcantarillado para la Ciudad Satélite de HUACHO, trata de dar una salida a la falta de servicios de saneamiento adecuados para, mejorar y elevar la calidad de vida de la población. También tiene por objetivo dar una salida inmediata a la expansión demográfica que se va produciendo en esta ciudad

2.- ALCANCES DEL PROYECTO

En este proyecto se beneficiarán 31 asociaciones como son las asociaciones del:

- "Area Hospitalaria"
- "Osvaldo Alvarado Solis"
- "La Familia"
- "Las Camelias"
- "Las Magnolias"
- "Los Rosales"
- "Las Dunas"
- "Los Geranios"
- "Sindicato Pesca Perú"
- "Minas Buenaventura"
- "Unidos para el progreso" ATUP
- "Pampa de Hornillos"
- "Nuevo Horizonte"
- "Industrias Pacocha"
- "Sindicato de Enfermeras" IPSS
- "Victor Raúl Aya de la Torre"

- "Las Gardenias"
- "San Martín de Porres" (Sanidad)
- "7 de Agosto Guardia Republicana"
- "Universitaria"
- "La pureza" (Coca Cola)
- "Atahualpa"
- "Banco de la Nación"
- "Gerencia del IPSS"
- "C.U.T. Trabajadores IPSS"
- "Villa Mercedes"
- "IMPE"
- "Inca Cola"
- "Sindicato de pescadores"
- "15 de setiembre" (PIP)
- "Magisterial"

Estas asociaciones son propietarias de 6850 lotes en un área de 250.02 Ha.

El sistema de abastecimiento estará abastecido por la fuente subterránea de la ciudad hasta que se construya la planta de tratamiento de agua.

Las aguas residuales serán dispuestas a una laguna de oxidación, luego utilizadas en la agricultura.

El sistema eléctrico será alimentado por el circuito interconectado del Mantaro

CAPITULO II

ASPECTOS GENERALES

1.- UBICACION

La ciudad de Huacho se encuentra ubicado al Norte de Lima a una distancia de 130 Km. de la capital, está ubicada a la margen izquierda del Río Huaura, tiene como distritos anexos

Hualmay

Santa María

Carquin

Sus coordenadas geográficas son 11°05'30" latitud sur y 77°35' latitud oeste.

La Ciudad Satélite se ubica al sur de Huacho en el Km. 128 de la Panamericana Norte, tiene una área bruta de 250.02 Has. Y esta en la zona considerada como expansión urbana.

2.- EDUCACION

La educación de esta ciudad cuenta con la infraestructura necesaria para brindar una preparación adecuada a la población desde el grado inicial hasta el superior universitario, cuenta con 165 centros educativos, institutos superiores, academias pre-universitarias y la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión de la ciudad de Huacho. Las principales características de la educación lo veremos en los siguientes cuadros.

UBICACION EN EL DPTO. DE LIMA



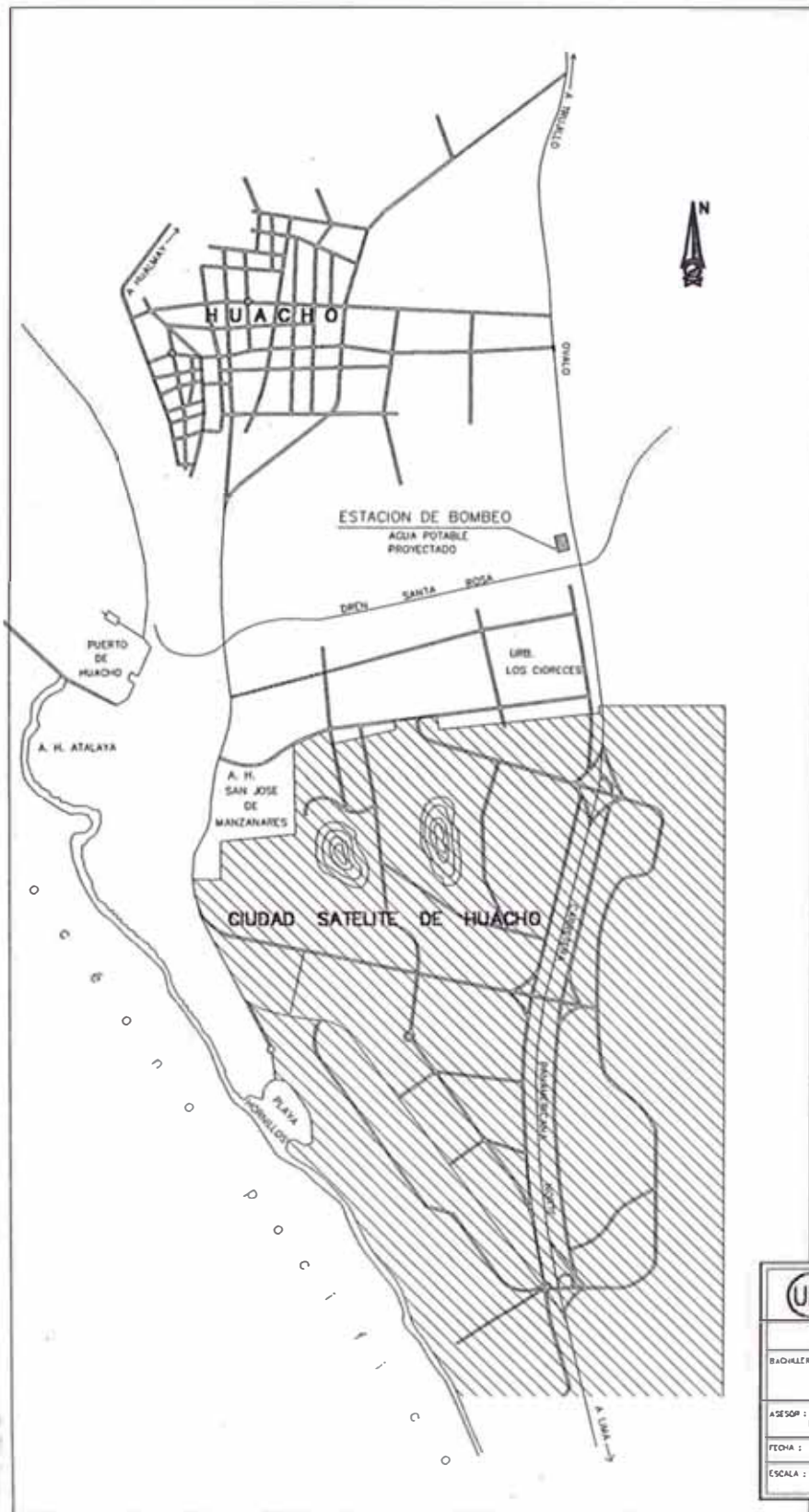
HUAURA MAPA PROVINCIAL


INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA
DIRECCION NACIONAL DE CENSOS Y ENCUESTAS
DIRECCION EJECUTIVA DE CARTOGRAFIA Y GEOGRAFIA

Fuente: Mapa Político del Perú - INEI - Esc. 1:2'000,000

SIGNOS CONVENCIONALES

Capital de Departamento	□	Límite Departamental	———
Capital de Provincia	⊙	Límite Provincial	———
Capital de Distrito	○	Límite Distrital	———



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL			
TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO SANITARIO			
AUTOR : SEBASTIAN MIGUEL RODRIGUEZ MARTINEZ	TITULO : PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD SATELITE DE HUACHO		
ASESOR : ING. ROBERTO PACCHA H.	PLANO DE : UBICACION		LAMINA N°
FECHA : SEPTIEMBRE DE 1997			
ESCALA :	MUNI : HUACHO	PROV : HUAURA	DPTO : LIMA

CUADRO N° 2.1

POBLACION SEGUN ASIST. A UN CENTRO EDUCATIVO	
EDUCACION	POBLACION
Asiste actualmente	28,737
No asiste pero asistió	55,947
Nunca asistió	2,834

CUADRO N° 2.2

POBLACION SEGUN NIVEL EDUCATIVO ALCANZADO	
NIVEL	POBLACION
Ningún nivel	3,329
Inicial o pre-escolar	2,172
Primaria	32,133
Secundaria	32,381
Superior no universit. incompleta	2,076
Superior no universit. completa	2,565
Superior universitaria incompleta	5,961
Superior universitaria completa	5,634
No especificado	1,267
Total	87,518

3.- CARACTERISTICAS SOCIOECONOMICAS

La ciudad de Huacho al igual que todas las zonas urbanas cuenta con pobladores de todos los estratos socioeconómicos.

La clase media y alta se encuentra en el centro de la ciudad y los sectores bajos y de extrema pobreza se encuentran a los alrededores y en las periferias de la ciudad.

Las actividades económicas que se realizan van desde la producción agrícola hasta la fabricación de productos sofisticados, como artefactos electrodomésticos.

Entre las principales actividades económicas tenemos las siguientes:

CUADRO N° 2.4

POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA	
CONDICION DE ACTIVIDAD	POBLACION
Población económicamente activa	33,651
Ocupada	30,945
Desocupada	2,706
Poblac. Económicamente no activa	51,725

CUADRO N° 2.5

POBLAC. SEGUN SECTORES DE ACTIV. ECONOMICA	
ACTIVIDAD	POBLACION
Extracción	4,450
Transformación	4,918
Servicios	18,787

CUADRO N° 2.5*

ACTIVIDAD ECONOMICA	POBLACION
Agric. Ganad. Caza y Silvicultura.	1,936
Pesca.	1,390
Eplotación de Minas y Ca .	103
Industrias Mnufactureras.	3,563
Suministro de Electricidad y Agua.	143
Costrucción.	1,332
Comp. Rep. Veri. Autom., Motoc. , Elect.	7,661
Hoteles y Restaurantes.	976
Transporte, Almacen y Comunicaciones.	2,107
Intermediación Financiera.	381
Actividad Inmovil, Empresas y Alquil.	1,334
Adm. Pública y Defensa, P. seg. Social.	1,700
Enseñanza.	2,268
Servicios Sociales y de Salud.	711
Otras Actividades.	789
Hogares Privados, Servicios Dom.	709
Orgniz. y Organismos Extraterrit.	1
No especificado.	5,112

4.- CARACTERISTICAS SANITARIAS DE LA CIUDAD DE HUACHO

4.1- SALUD PUBLICA

Los Centros de Asistencia Médica lo constituye el Hospital obrero, el cual atiende exclusivamente al personal asegurado ,el Hospital centro base de Huacho que cuenta con un total de 29,630 pacientes en consulta externa y un promedio de 3,610 pacientes internados por año.

El índice de mortandad promedio es de 22,3% siendo las enfermedades mas frecuentes:

• Casos traumáticos y envenenamiento	17.8
• Enfermedades al Aparato Respiratorio	11.7
• Enfermedades del aparato Genito Urinario	9.5
• Disentería y Gastroenteritis	5.1
• Enfermedades de la piel	5.0
• Todas las demás enfermedades infecciones y parasitarias	4.1
• Enfermedades de otras partes del aparato digestivo.	2.7
• Signos, síntomas mal definidos.	2.1
• Enfermedades del Sistema Oseo, muscular y del tejido conjuntivo.	1.9
• Enfermedades del sistema nervioso y de los sentidos.	1.8
• Demás daños.	38.3

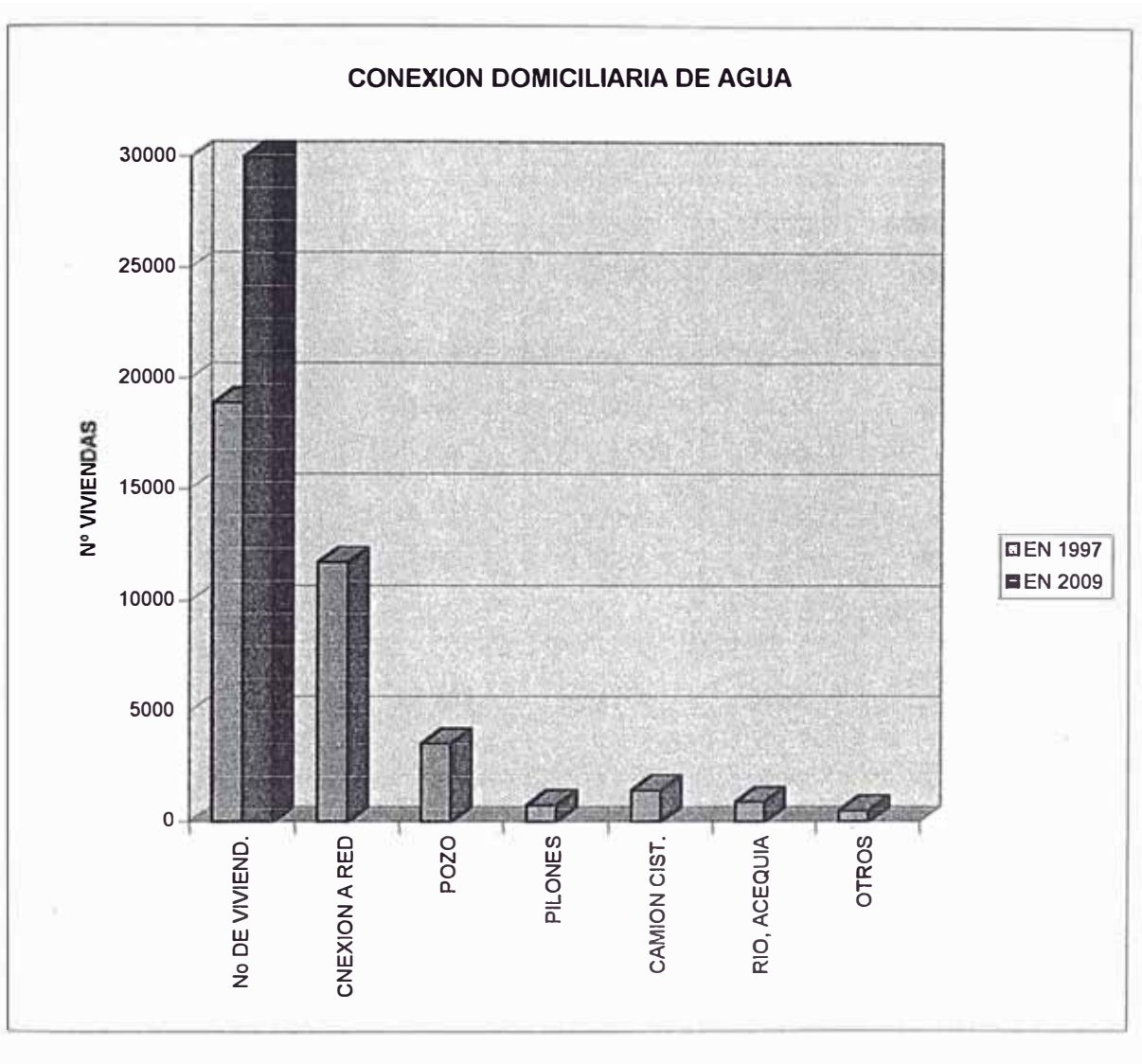
4.2 SERVICIOS DE AGUA Y DESAGUE

Los servicios de Agua y Desagüe con que cuenta la ciudad de Huacho y sus distritos no cubren la demanda de la población. El diagnóstico actual observado en los siguientes cuadros:

CUADRO N° 2.6

Agua Potable							
Localidad	N°de Viv.	Abastecimiento de agua por:					
		Conex. Dom.	Pozo	Pilón	Camión Cist.	Rio,manant. O Acequia	Otros
Huacho	9,891	7,530	536	363	1,143	141	178
Carquin	840	488	223	7	19	84	19
Hualmay	4,331	2,769	922	281	139	43	177
Santa María	3,780	950	1,860	97	125	634	114
TOTAL	18,842	11,737	3,541	748	1,426	902	484

GRAFICO N° 2.6*



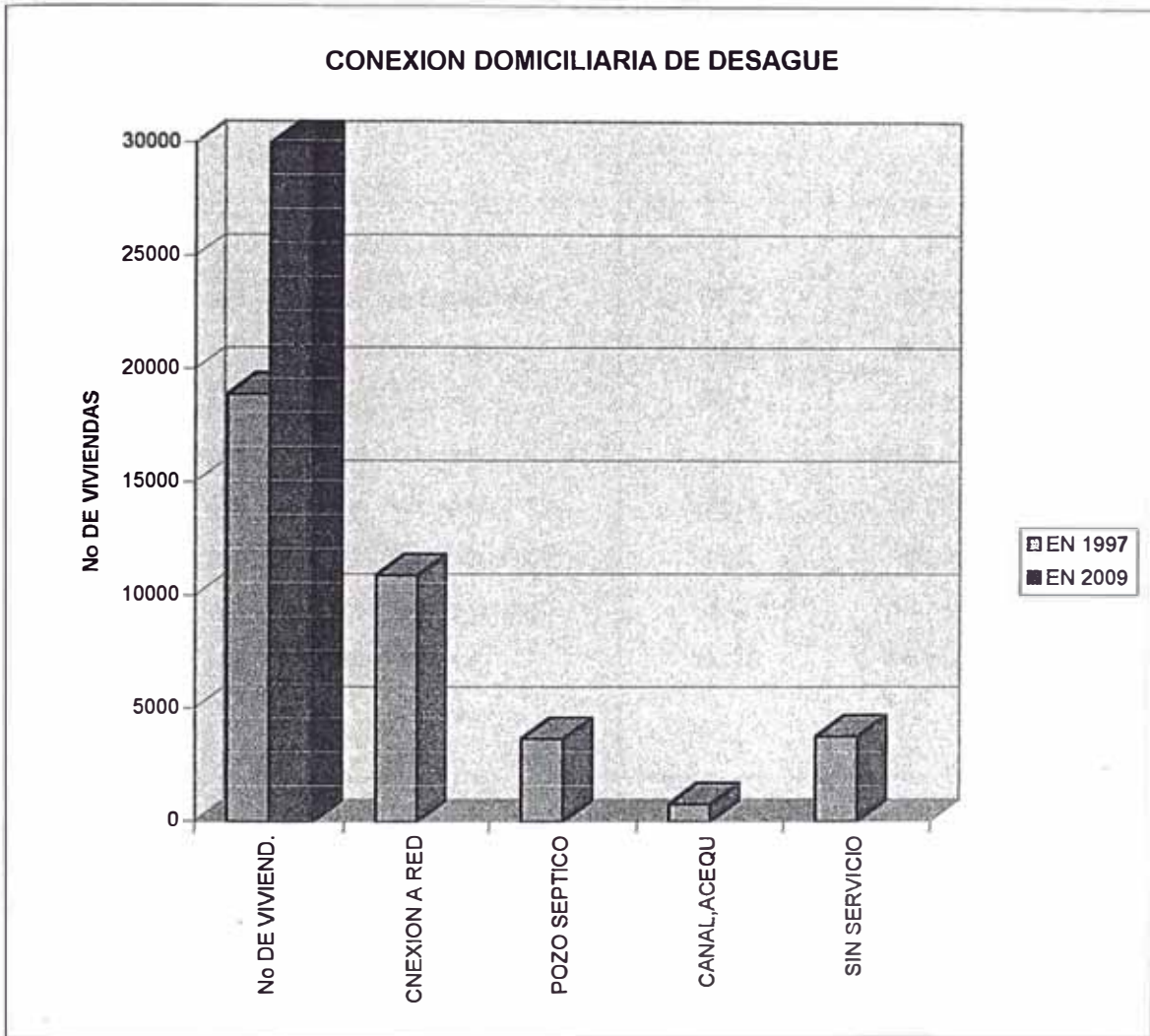
CUADRO N° 2.7

Desagüe					
Localidad	No de viviendas	Disposición final del desagüe			
		Conex. Dom.	Pozo séptico	Acequia o canal	Sin servicio
Huacho	9,891	7,396	961	116	1,418
Carquin	840	482	29	14	315
Hualmay	4,331	2,559	790	121	861
Santa María	3,780	455	1,865	309	1,151
TOTAL	18,842	10,892	3,645	560	3,745

4.3 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

La ciudad en la actualidad se abastece mediante ocho pozos profundos con una producción general de 243.06 l/s, los pozos tienen un rendimiento promedio de 17 horas/día. El funcionamiento es del siguiente modo.

GRAFICO N° 2.7*



CUADRO N° 2.8

Pozo	Ubicación	Rend(l/s)	funs.	conec. a:
p-1	Dist. de Hualmay	64.3	18 h/d	Res.600m ³
p-2	Dist. de Hualmay	50.2	18 h/d	Res.600m ³
p-3	Urb. Huacho	43.9	18 h/d	Res.500m ³
p-4	San Lorenzo		paraliz.	
p-5	Dist. Sta. María	30.0	18 h/d	Res.3000R
p-6	Dist. Sta. María	35.6	18 h/d	es.3000
p-7	Urb.Las Palmeras	8.0	18 h/d	
p-8	Dist. Hualmay	10.06	18 h/d	

CUADRO N° 2.9

Fuentes de Almacenamiento		
Reservorio	Capacidad	Ubicación
R-1	600 m ³	Hualmay
R-2	3000 m ³	Cerro Vispan (Dist Sta. María)
R-3	500 m ³	A.H. Manzanares
R-4	300 m ³	*Urb. Fidelísima de Villa

* En mal estado.

CUADRO DE REQUERIMIENTO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS
DE AGUA POTABLE

CUADRO N° 2,10

Localidad	Año	Viviendas	Conex.Dom.	Viv. sin Conex. Dom	Cobertura (%)	Incremento para cub. 80%
Huacho y anexos	1997	18,842	11,737	7,105	62	3,334
Huacho y anexos	2009	29,992	11,737	18,255	39	12,257

CUADRO DE REQUERIMIENTO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS
DE DESAGUE

CUADRO N° 2,11

Localidad	Año	Viviendas	Conex.Dom.	Viv. sin Conex. Dom	Cobertura (%)	Incremento para cub. 80%
Huacho y anexos	1997	18,842	10,892	7,950	57	3,769
Huacho y anexos	2009	29,992	10,892	19,100	36	13,102

CUADRO DE REQUERIMIENTO DE FUENTES DE AGUA

CUADRO Nº 2,12

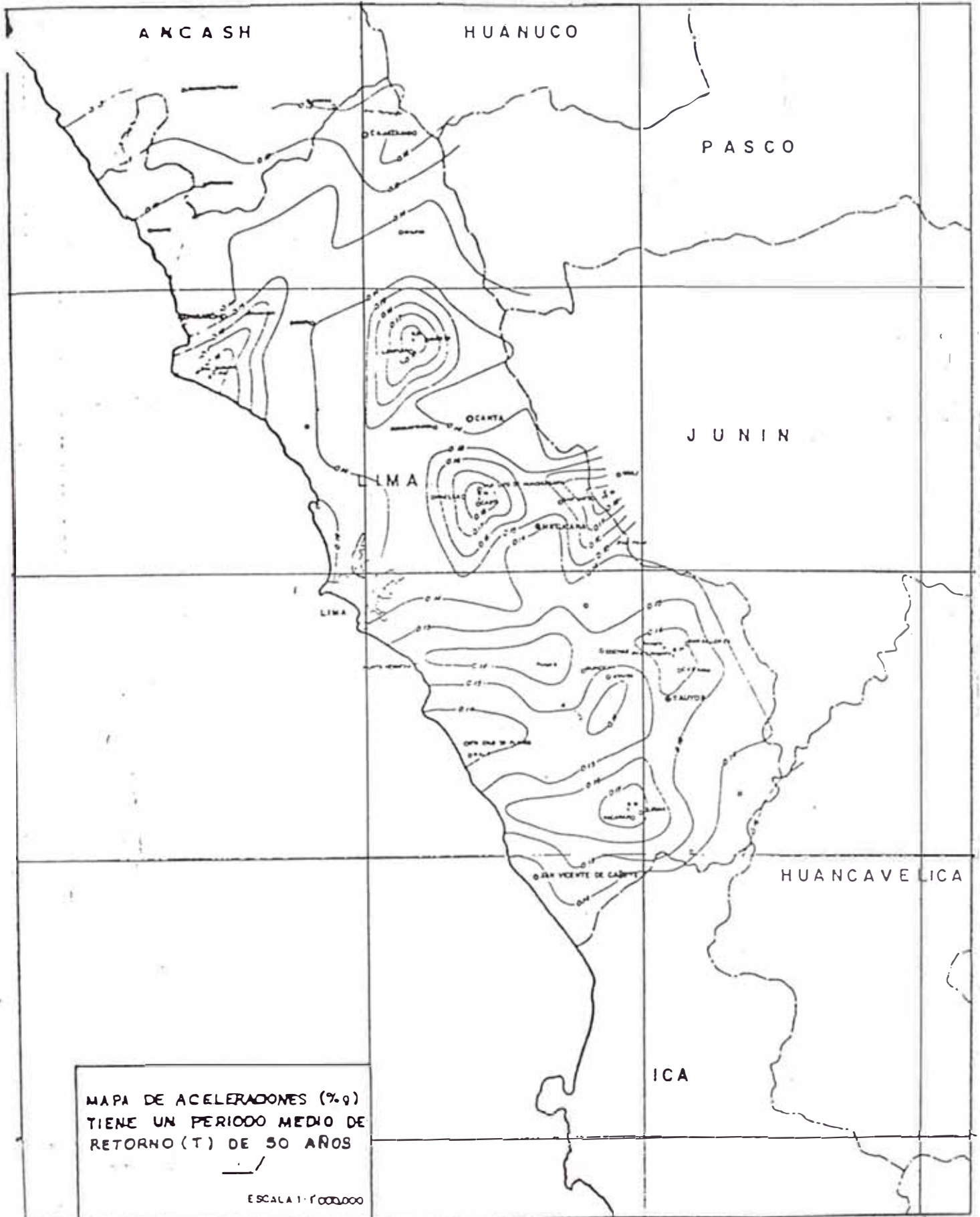
Localidad	Año	Población (Hab.)	Producción Requerida (l / s)			Prod.Actual (l/s)	Prod.Requer. Pozo (18h/d)	Cobertura (%)	Increm. Para Cub. 80% l/s
			Qp	Qmd	Qmh				
Huacho y anexos	1997	113,701	329,00	427,70	592,20	243,06	570,26	42,62	213,15
Huacho y anexos	2009	179,950	520,68	676,80	937,22	243,06	902,40	26,93	478,86

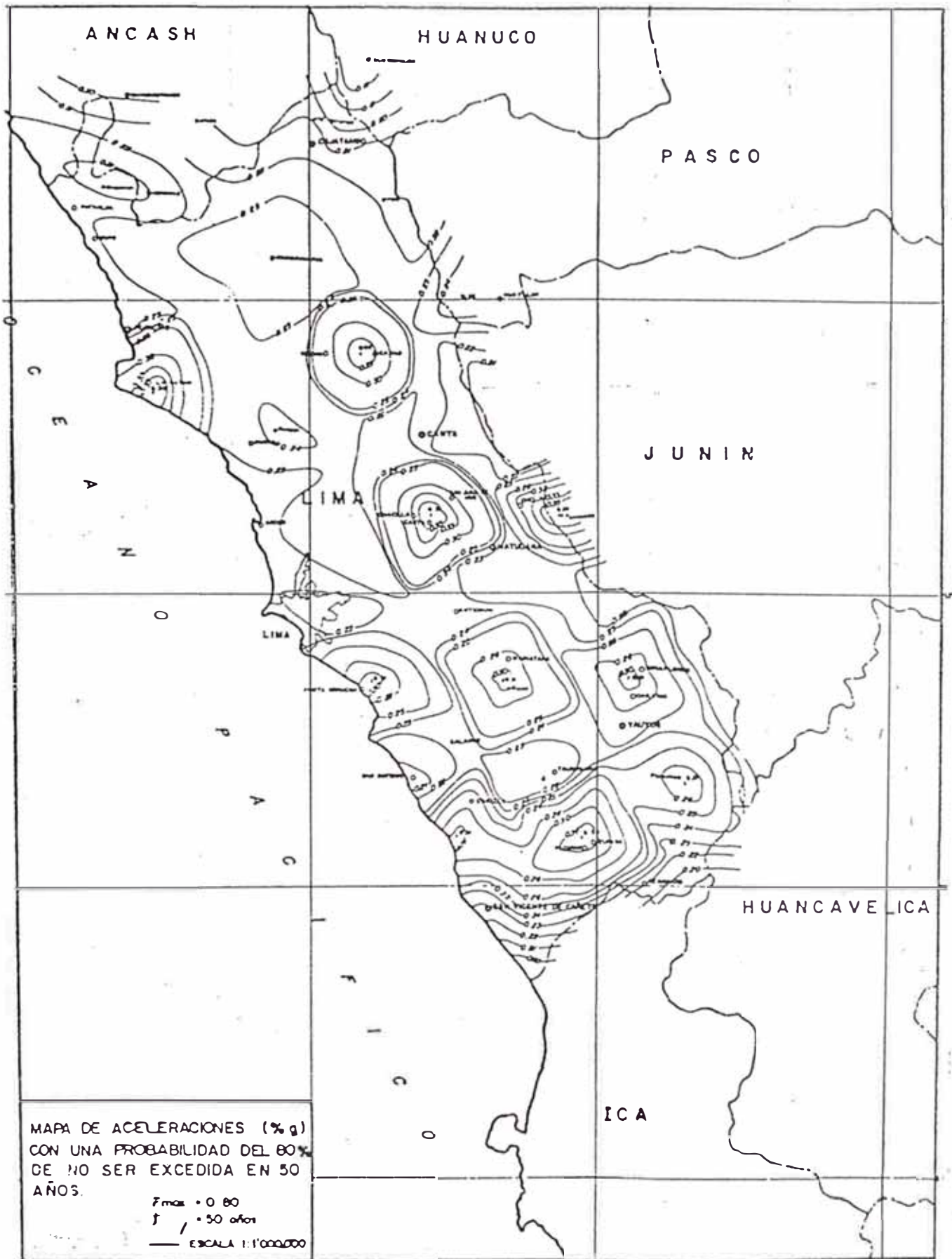
Considerando una dotación de 250 l / Hab. / día

CUADRO DE REQUERIMIENTO DE FUENTES DE ALMACENAMIENTO

CUADRO Nº 2,13

Localidad	Año	Población (Hab.)	Vol. Requerido (para rend. 18 h /) m3			Fuente Exist. (m3)	Cobertura (%)	Increm. Para Cub. 80% l/s	
			Vol. Reg	Vol. Reserva	Vol. C.I.				Vol. Total.
Huacho y anexos	1997	113,701	9,475	540	11,015	4,100	37,22	4,712
Huacho y anexos	2009	179,950	14,976	540	15,516	4,100	26,42	8,313





5.- CARACTERISTICAS FISICAS

5.1 SISMICIDAD

La ciudad está ubicada en una zona de alta cismicidad debido a esto se deberá tener especial atención al diseño de estructuras.

5.2 TOPOGRAFIA

La ciudad es de pendiente suave, con algunas elevaciones de terreno, son terrenos aluviales, no inundables.

5.3 TIPO DE SUELO

En general, el suelo es del tipo sedimentario, de formación aluviónica. se ha encontrado que inicialmente hay migajón o tierra de cultivo y hasta una profundidad de 2.5 m. se encuentra Greda, hasta los 3.5 m. hay hormigón, hasta los 4.5 m. nuevamente se encuentra greda y a mayor profundidad hay cantos rodados y arena. Esto se obtuvo de la perforación de pozos, pero también tiene un suelo rocoso y semirocoso.

6.- CLIMA

La ciudad cuenta con un clima típico de la costa. En verano durante los meses de Enero Febrero y Marzo alcanza una temperatura promedio de 26°C y en los meses de invierno una temperatura promedio de 18.9°C.

Es Húmedo y las lluvias se presentan en los meses de invierno con un promedio de precipitación total mensual de 0.7 mm y la evaporación total mensual promedio es de 83.4 mm.

7.- CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS

Por esta zona cruza el río Huaura, el cual abastece de agua a los agricultores para irrigar sus sembríos y así mantener los niveles de la napa freática. En épocas de estiaje las aguas alcanzan una altura de 0.5m. y llegan hasta 1.8m. en épocas de grandes avenidas, con velocidades de 1.5 m/s y 2 m/s respectivamente, las descargas varían de 8m³ de estiaje y llegan hasta 215 m³ en las máximas avenidas .

CAPITULO III

POBLACION PROYECTADA

1.- INTRODUCCION

Para tener un panorama más claro y mejor criterio para determinar la población de diseño para la realización del proyecto, analizaremos la población de Huacho.

Para el análisis del comportamiento del crecimiento poblacional, utilizaremos como base los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INEI)

2.- DATOS CENSALES

Los datos censales que nos servirán de referencia son los siguientes:

CUADRO N° 3.1

Año	Población
1,940	12,993
1,961	26,240
1,972	57,181
1,981	73,605
1,993	97,567

3.- METODOS PARA EL CALCULO POBLACIONAL

Existen varios métodos matemáticos para el cálculo de la población futura. Entre los mas importantes tenemos:

Método Aritmético

Método Geométrico

Método de Incremento de variables

Método de la Densidad (hab/viv)

3.1 METODO ARITMETICO

La fórmula usada para este método es:

$$P = P_0 + rt$$

Donde:

P : Población futura

P₀ : Población del último censo

t : Tiempo transcurrido en años

r : Razón de crecimiento anual.

$$r = \frac{P - P_0}{t}$$

Cálculo de la razón del crecimiento anual

Año	Po	P-Po	t	r
1,940	12,993	—	—	—
1,961	26,240	13,247	21	630.81
1,972	57,181	30,941	11	2,812.82
1,981	73,605	16,941	9	1,824.89
1,993	97,567	23,962	12	1,996.83

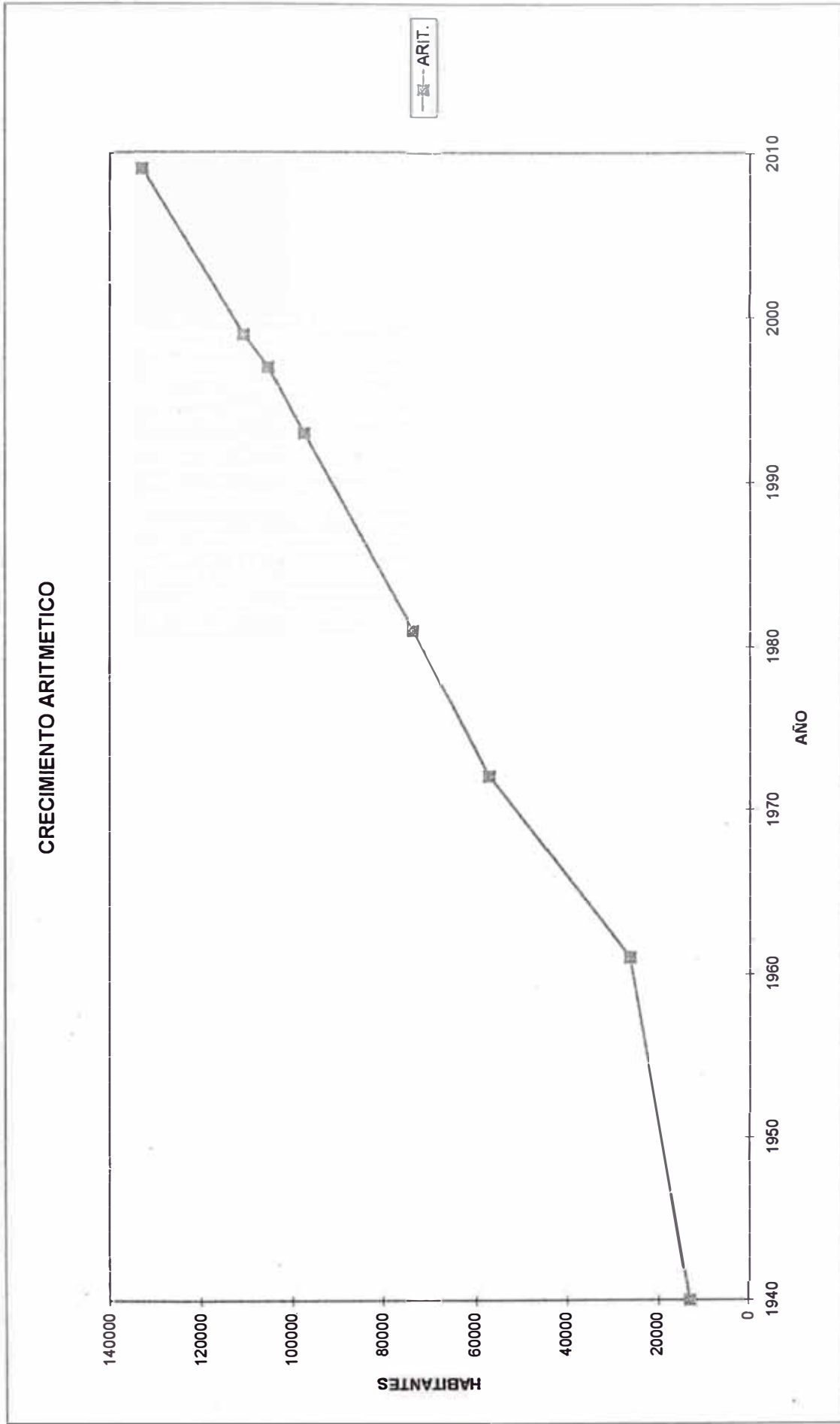
$$r = \frac{2,812.82 + 1,824.89 + 1,996.83}{3} = 2,207.51$$

Cálculo de la población Futura

CUADRO N° 3.2

Año	t	rt	P(hab)
1,993	—	—	97,567
1,997	4	8,830	105,397
1,999	6	30,905	110,813
2,009	16	30,905	132,888

GRAFICO Nº 3,1



3.2 MÉTODO DE LA PROGRESION GEOMETRICA

Este método es un análogo a un capital sometido a interés compuesto. La fórmula es:

$$P = P_0 (1+r)^t = P_0 g^t$$

Donde:

P = Población futura en el año t

P₀ = Población inicial

t = tiempo transcurrido en años

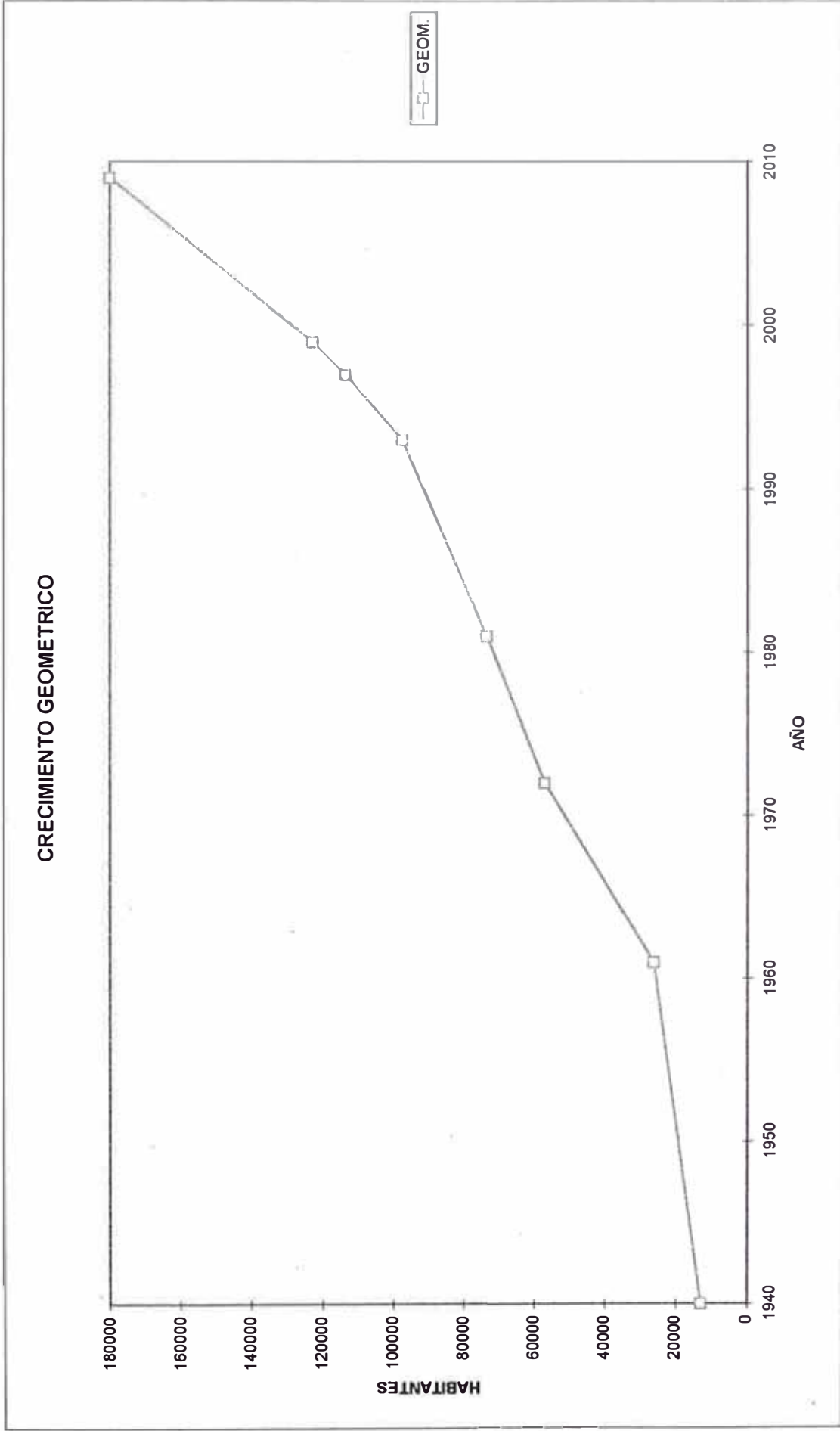
r = razón de crecimiento anual

$$r = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{1/t} - 1$$

Cálculo de la razón de crecimiento anual

Año	P ₀	P/P ₀	t	r
1,940	12,993	—	—	—
1,961	26,240	2,019	21	0.034
1,972	57,181	2,179	11	0.073
1,981	73,605	1,287	9	0.028
1,993	97,567	1,325	12	0.023

GRAFICO N° 3,2



Razón promedio

$$r = \frac{0.034 + 0.073 + 0.028 + 0.023}{4} = 0.039$$

Cálculo de la Población Futura

CUADRO N° 3.3

Año	t	$(1+r)^t$	P(hab)
1,993	—	—	97,567
1,997	4	1.165	113,701
1,999	6	1.258	122,743
2,009	16	1.844	179,950

3.3 METODO DE INCREMENTOS VARIABLES

Su fórmula es:

$$P_t = P_n + mA^1p + \frac{m(m+1)A^2P}{2}$$

Donde:

- P_t = Población en el año t
 P_n = Población última de referencia
 m = número de intervalos en decenas de años
 $A'p$ = Promedio de los intervalos variables de la población.
 $A'p = (P_n - P_o)/(n-1)$
 P_o = Población inicial
 n = Número de clases de intervalos de 10 años entre clases
 $A''P$ = Promedio de los incrementos variables de la población
 $A''P = [(P_n - P_{n-1}) - (P_1 - P_o)] / (n-2)$
 P_{n-1} = Población última de referencia
 P_1 = Población siguiente a la inicial

Interceptando la curva censal o interpolando

Año	Población
1,941	13,624
1,951	19,932
1,961	26,240
1,971	54,368
1,981	73,605
1,991	93,559

Por lo tanto

$$A'P = \frac{(93,559 - 73,605)}{6-1} = 15,987$$

$$A'P = 15,987$$

$$A'P = \frac{[(93,559 - 73,605) - (19,932 - 13,624)]}{6-2} = 3411$$

$$A'P = 3411$$

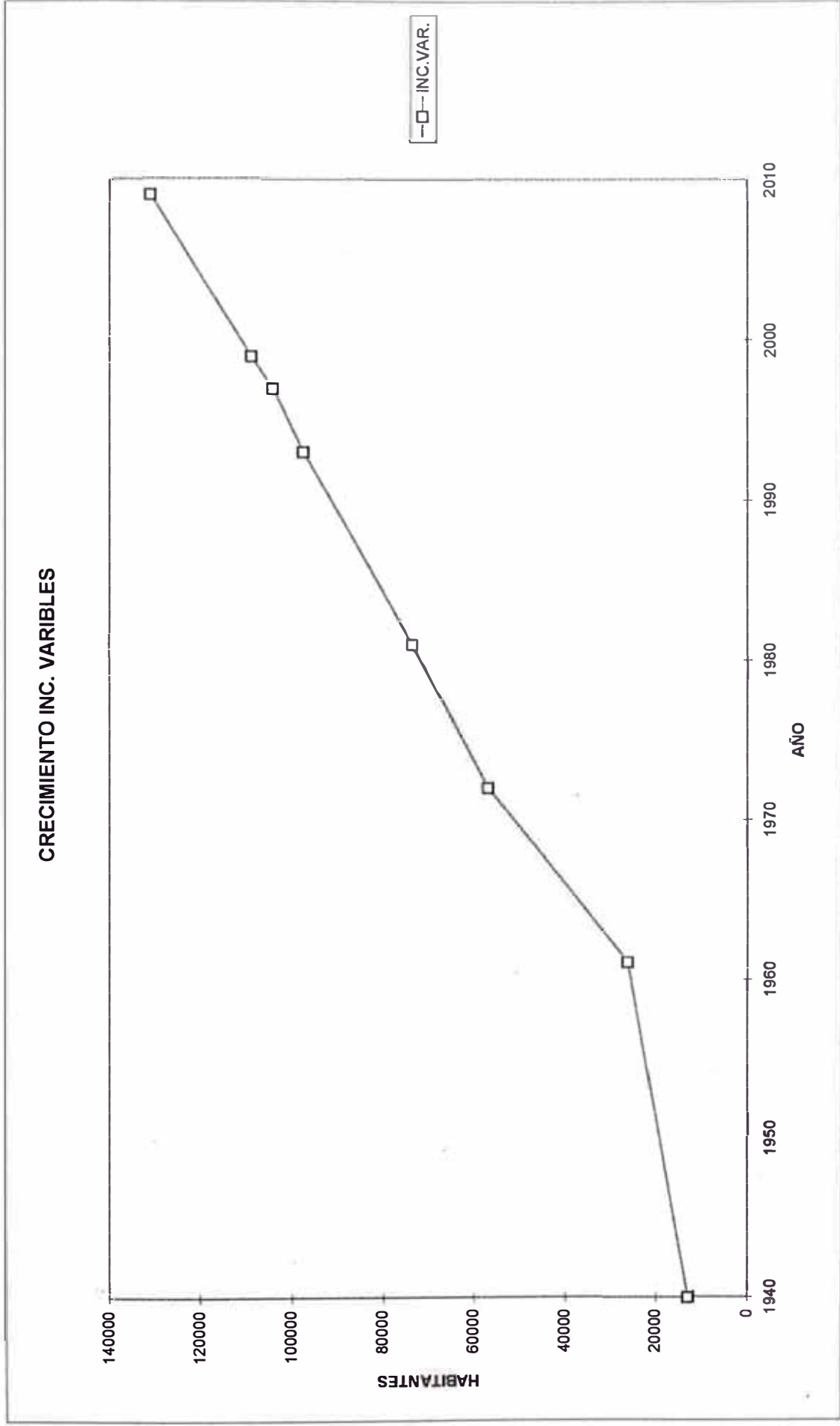
$$Pt = 93,559 + 15,987 + m(m+1)1705$$

Cálculo de la Población Futura

CUADRO N° 3.4

Año	Población
1,991	87,518
1,997	104,188
1,999	108,884
2,009	130,929

GRAFICO N° 3,3



3.4 CALCULO DE LA POBLACION POR EL MÉTODO DE DENSIDAD:

Cuando se trata de nuevas habilitaciones, es necesario tener alguna referencia para proyectar la población futura, estos datos se obtienen de ciudades existentes con características proyectadas semejantes, así para nuestro caso se tiene la referencia del Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la vivienda (ININVI) que nos indica a considerar una densidad de 6 habitantes por vivienda, también hay datos de densidad de habitante por área (hab/m² o hab/hect) que en algunos casos se utilizan.

4.- PROYECCIONES DEL INEI

CUADRO N° 3.5

AÑO	POBLACION
1940	12,993
1961	26,240
1972	57,181
1981	73,605
1993	97,567
1995	105,325
2000	116,601
2005	128,349
2010	140,063
2015	151,180

GRAFICO Nº 3,4

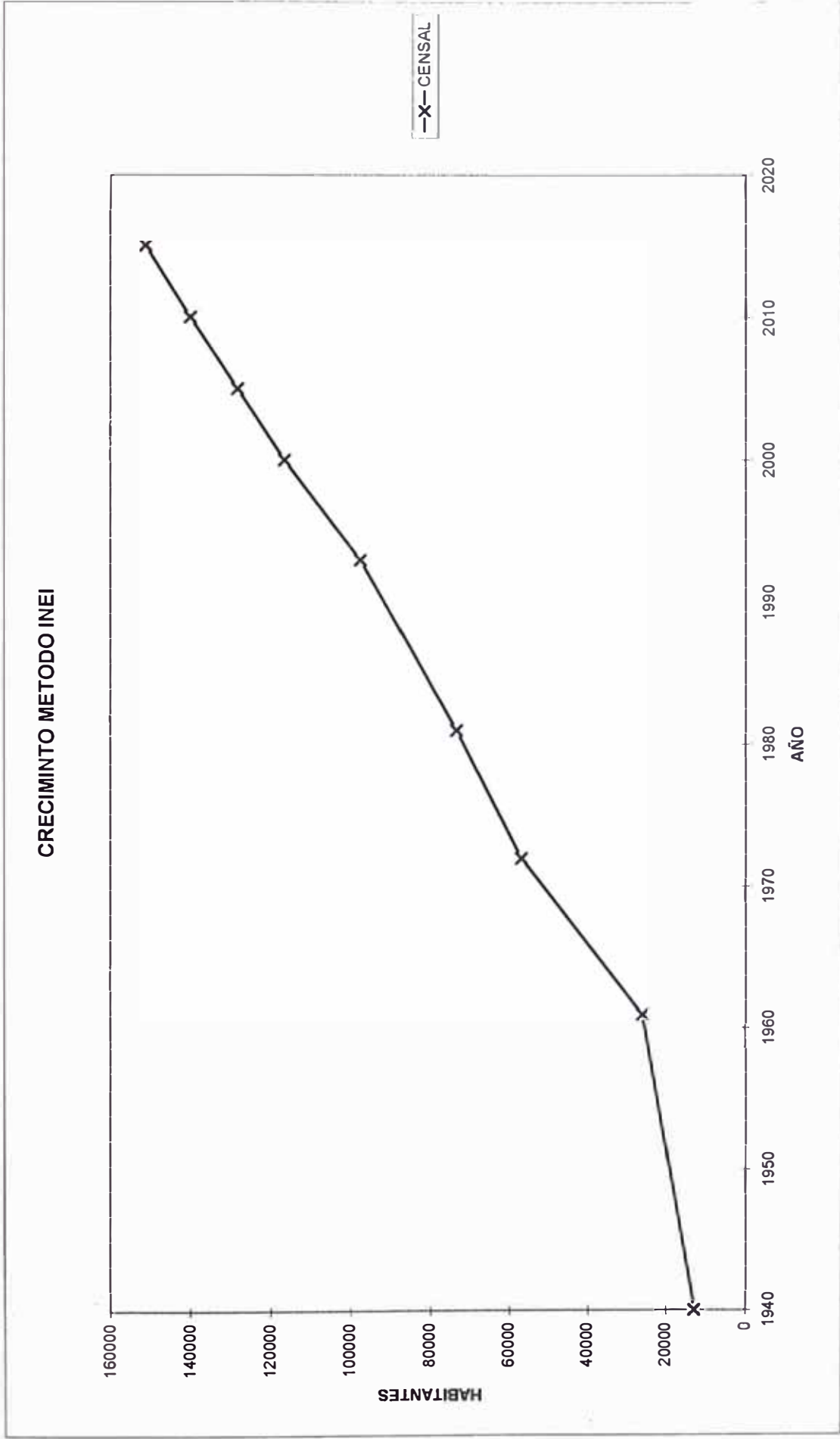
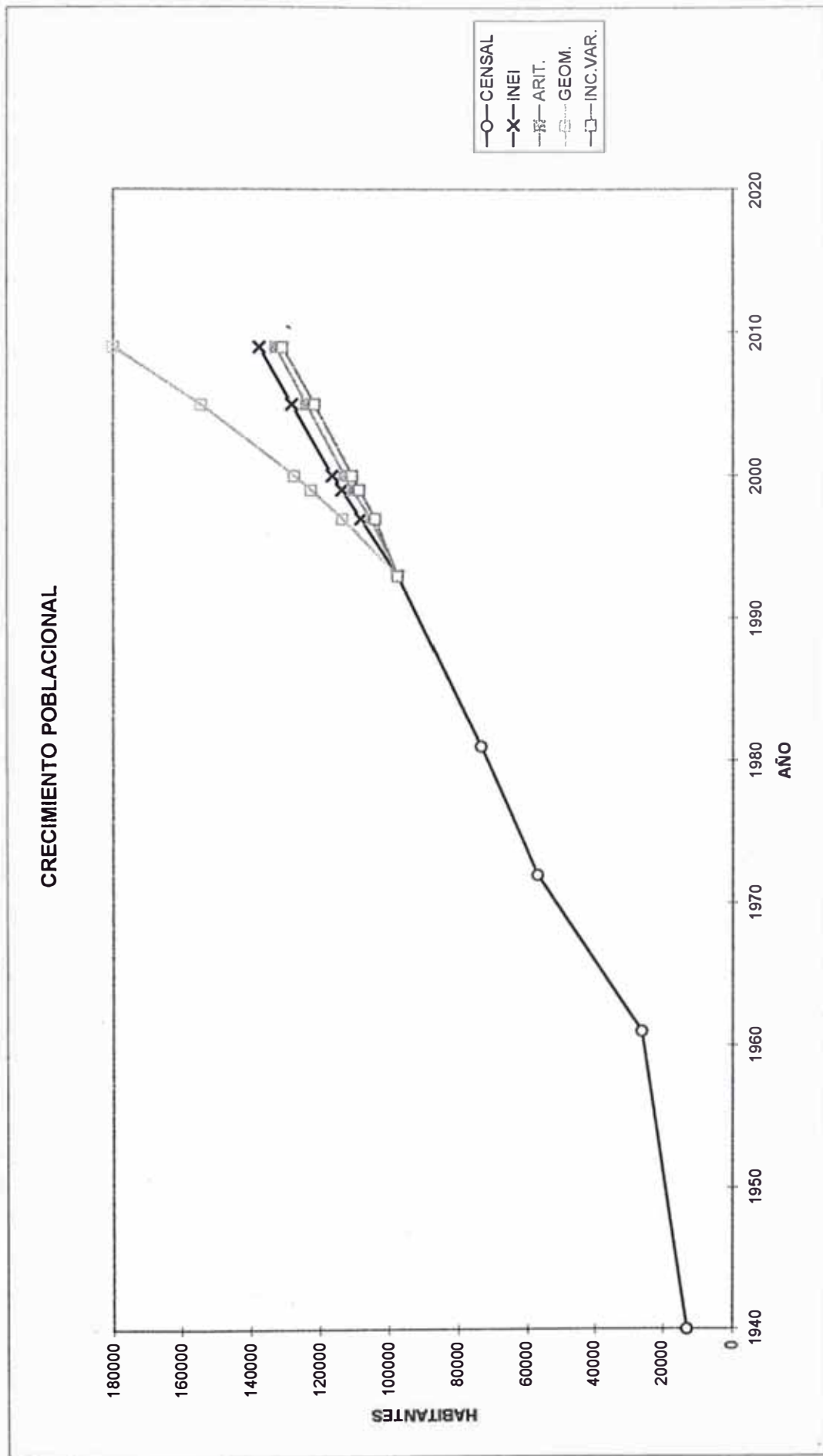


GRAFICO N° 3,5



CAPITULO IV

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

La ciudad de Huacho cuenta con dos fuentes de abastecimiento de agua, la subterránea y la superficial.

1.- AGUA SUBTERRANEA

En la actualidad es la fuente utilizada para abastecer de agua a la población. El abastecimiento de la Ciudad Satélite inicialmente se proyecta hacerlo de la red de 8 pozos existentes con una producción de 243.06 lps. condicionado esta alternativa a la construcción de una planta de tratamiento de agua superficial (Río Huaura).

2.- AGUA SUPERFICIAL

Por la ciudad de Huacho cruza el Río Huaura de E - O, que tiene una longitud aproximada de 129 Km. desde el distrito de Oyón hasta su desembocadura en el mar cerca a la Caleta de Carquín.

El Río Huaura se encuentra ubicado entre los paralelos 10°26' y 11°15' de latitud sur y entre los meridianos 76°35' y 77°38" longitud Oeste, la cuenca del Río tiene una extensión de 4,280 Km².

El Río Huaura es un torrente montañoso de curso abrupto con caudales máximos de Enero a Marzo y caudales mínimos de unos 10 m³/seg de Julio a Setiembre.

Según datos del Sistema Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) se tiene:

Valores Probables de las descargas Máximas diarias en diferentes períodos de retorno.

CUADRO N° 4.1

Intervalos de repetición (años)	Descarga Diaria (m ³ /seg)
10	176
50	232
100	258
200	203
233	117
1,000	340

Calidad Físico-Química del agua:

CUADRO N° 4.2

Parámetro	Resultado
C.e a 25°C	0.32 mm has/cm.
PH	7.00
Ca	2.80 mili.rq gr./lt
Mg	0.70 "
Na	0.49 "
K	0.04 "
CO ₃	—
CO ₃ H	2.40 "
NO ₃	—
SO ₄	0.90 "
CL	0.70 "

De acuerdo a los datos señalados se observa que el agua es de buena calidad para el consumo y el régimen de abastecimiento adecuado para su captación como fuente,

Es por esto que en la actualidad existe un proyecto para la construcción de la planta de tratamiento de agua para abastecer a la ciudad proyectada y a la ciudad de Huacho y anexos.

La planta de tratamiento de agua producirá un caudal de 400 l/s diario y proyectándolo a 1 m³/seg en el futuro.

CAPITULO V

SISTEMA DE AGUA POTABLE

1.- PARAMETROS DE DISEÑO

1.1 PERIODO RECOMENDABLE DE DISEÑO

El periodo de diseño es el intervalo de tiempo a considerar para las obras civiles, las cuales deben estar en óptimas condiciones de utilización

Este está influenciado generalmente por los siguientes factores:

A.- Tipo de Material

Los sistemas de abastecimiento se componen de elementos de diferente naturaleza, esto ocasiona que el tiempo de servicio sea variable para cada elemento. A continuación se tienen algunos datos:

VIDA UTIL PROMEDIO

CUADRO N° 5.1

Tipo de instalación	Características especiales	Periodo (años)
- Pozos, sistemas de distribución, filtros y decantadores	Ampliaciones difíciles	15-20
- Grandes presas y aductores	Ampliaciones difíciles	25-40
- Conductos de diámetros $\phi < 12''$ (0.3m)	Sustitución de costo relativamente bajo	15-20
- Edificios, reservorios	Ampliación difícil	30-40
- Maquinas y Equipos	Rápido desgaste	10-20
- Conductos de diámetros $\phi > 12''$ (0.3m)	Sustitución costosa	20-25
- Lagunas de oxidación		20

B.- Población

El crecimiento poblacional es el factor más complejo, porque en un lapso de tiempo puede crecer aceleradamente y variar imprevistamente lo estimado para este caso. Para este caso se estima un periodo de diseño corto, que, es propio de las ciudades jóvenes y con posibilidades de expansión como es el caso de la ciudad de Huacho; lo contrario sucede con ciudades grandes, donde su extensión ha quedado limitada y su población saturada por lo que se recomienda periodos de diseño largos.

Como referencia se tiene: según el reglamento de año 19 93 agua potable y alcantarillado destinado a localidades urbanas.

Para poblaciones de 2,000 hasta 20,000 habitantes se considera 15 años.

Para poblaciones de 20,000 a más habitantes se considera 10 años.

C.- Económico

Este es el que determina generalmente la magnitud del proyecto y el periodo de diseño, que si se elige un periodo de diseño corto, en su inicio económico pero en el corto plazo quedará fuera de uso, obligando a efectuar nuevos estudios y ampliaciones ocasionando un mayor gasto. Un periodo de diseño muy largo el proyecto resulta antieconómico, con la ventaja que no quedará fuera de uso en el corto plazo, pero no es recomendable para países subdesarrollados.

Para la ciudad satélite se considerará un periodo de diseño corto, pues Huacho cuenta con áreas de expansión urbana tiene un crecimiento poblacional tipo geométrico. Se considerará un periodo de diseño de 12 años siendo dos años el periodo de búsqueda de financiamiento y 10 años para la ejecución.

PERIODO DE DISEÑO

CUADRO N° 5.2

Elemento	Tiempo (años)
- Fuentes Superficiales (referente al caudal)	20 - 30
- Fuente Subterránea (referente al caudal)	20 - 30
- Captación, mínima estructura de captación	20 - 40
- Estación de bombeo: Físico-estructural Equipamiento (motor bomba)	20-25 10-15
- Línea de aducción	20 - 40
- Planta de tratamiento	10 - 15
- Reservorios	30 - 40
- Redes de distribución	10 - 20

1.2 POBLACION

La población a considerar para el diseño es la calculada por el método de densidad de habitantes por vivienda debido a que la zona es prácticamente una nueva habilitación y no tenemos referencia para calcular la población futura por otros métodos matemáticos.

Por lo tanto se considerará como una densidad de diseño de 6 habitantes/vivienda que es la recomendada por el ININVI en la norma técnica "infraestructura sanitaria para poblaciones urbanas"

La población de diseño sería de 39,480 habitantes.

1.3 DOTACION

Para determinar la dotación se toma en consideración, las características climáticas del lugar en referencia, también las características socioeconómicas y culturales de la población.

Cuantitativamente la dotación es el gasto promedio diario anual por habitante se calculará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado y sustentado en informaciones estadísticas comprobadas. Según el reglamento del ININVI de infraestructura sanitaria para poblaciones urbanas se tiene las siguientes dotaciones:

CUADRO N° 5.3

	Clima	
	Frío	Templado y Cálido
Generalmente (zona Urbana)	200 l/h/d	250 l/h/d
Area de lote $\leq 90 \text{ m}^2$	120 l/h/d	150 l/h/d
Sistemas indirectos, surtidores, pilones	30 l/h/d	50 l/h/d

Según el Reglamento "Normas y Requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinado a localidades Urbanas del Ex-Ministerio de Vivienda según R.S. No 146-72-VI-DM del 8-3-1972, se tiene las dotaciones siguientes:

CUADRO N° 5.4

Población	Clima	
	Frío	Templado y Cálido
De 2,000 hab a 10,000 hab	120 L/hab/día	150 l/hab/día
De 10,000 hab a 50,000 hab	150 l/hab/día	200 l/hab/d
Mas de 50,000 hab	200 l/hab/día	250 l/hab/d

De acuerdo al primer cuadro deberíamos utilizar una dotación de 250 l/hab/d porque los lotes tienen un área de 120 m² y 160 m² en promedio. De acuerdo al segundo cuadro por la población nos correspondería tomar la dotación de 200 l/hab/d.

Si consideramos el factor económico las dotaciones mencionadas elevarían el costo del usuario, por lo que una dotación satisfactoria es de 180 l/hab/d.

Por lo tanto la dotación a utilizar será de 180 l/h/d.

1.4 VARIACIONES DE CONSUMO

Las variaciones de consumo de agua es el seguimiento que se hace al consumo de agua de una determinada población en forma diaria y horaria anualmente, basándose en datos estadísticos. De la experiencia se considera que la variación diaria es el 30% del consumo promedio diario anual y la variación horaria es en un rango de 80% a 150% del

consumo promedio diario anual. Para este caso consideraremos una variación diaria del 30% y una variación horaria del 80%.

Las constantes de variación son:

$K_{md} = 1.3$

$K_{mh} = 1.8$

1.5 DEMANDA CONTRA INCENDIO

La demanda contra incendio se determinará de acuerdo a los siguientes casos:

- a.- Poblaciones hasta de 10,000 habitantes, no se considera demanda contra incendios salvo en los casos especiales en que se justifique por la calidad de combustible de los materiales de construcción, industrias inflamables, etc.
- b.- En poblaciones de 10,000 a 100.000 habitantes se prevé este servicio de acuerdo a las características propias de la localidad, considerándose la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red atendidos por dos hidrantes a la vez.
- c.- En poblaciones mayores de 100,000 hab. se considera dos siniestros de ocurrencia y simultánea : uno ocurrido en zona vivienda y otro en zona industrial o comercia, siendo este último atendido por tres hidrantes.

Cálculo de la demanda contra incendio

- a.- No se considera para poblaciones menores de 10,000 hab.
 - b.- Cuando la población es de 10,000 a 100,000 hab. se considera un abastecimiento mínimo de 15 l/s en cualquier hidrante (según el reglamento de SEDAPAL).
- > Dos hidrantes = 30 l/s

Demanda contra incendios = 30 l/s

c.- Para poblaciones mayores a 100,000 hab.

Un siniestro en zona
de vivienda 2 Hidra Q = 30 l/s

Un siniestro en zona
comercial o industrial 3 Hidra Q = 45 l/s

Demanda contra incendio = 75 l/s

Para nuestro caso se considerará 30 l/s por estar dentro del rango de la población correspondientes.

1.6 DEMANDA INDUSTRIAL

Cuando se considere zonas industriales se considera 1 lts/seg/ha para industrias no pesadas y 2 lts/seg/ha para industrias pesadas.

Para el presente proyecto no se considerará demanda industrial por no tener zonas industriales en el plano.

2.- CAPTACION

La captación de agua para el abastecimiento se hará de la red que abastece a la ciudad de Huacho, siendo la fuente agua subterránea, mediante equipo de bombeo. La captación se realizará de una tubería matriz de diámetro de 16" de la que se captará el agua mediante una de 14" de 1040 m. de longitud.

Se captará un caudal de 106.92 l/s con una velocidad de 1.10 m/s la tubería será de clase A-7.5 y de asbesto-cemento, el punto de empalme se encuentra a una cota de 46.20 m s.n.m.

Diseño de la Captación

Pérdida de carga por fricción en la tubería h_f

Por Hassen y William

$$h_f = 1741 \frac{(Q)^{1.85}}{C} \frac{L}{D^{4.87}}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

Q = Caudal (l/s)

D = Diámetro (pulgadas)

L = Longitud (m)

C = Constante de Rugosidad (140)

$$V = 1.974 \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

V = Velocidad de flujo en la tubería (m/s)

Q = Caudal (l/s)

D = Diámetro (pulgadas)

Cálculo del diámetro:

Se recomienda que la velocidad se encuentre en el rango 0.6 m/s como mínimo y 2.5 m/s como máximo

Se tomará $v = 1.2$ m/s

$$D = \sqrt{1.974 \times \frac{106.92}{1.5}} = 13.3" \approx 14"$$

D = 14" (diámetro comercial)

Verificando la velocidad

$$V = 1.974 \times \frac{106.92}{14^2} = 1.10$$

V = 1.10 m/s

Cálculo de la pérdida de carga (por H y W)

$$h_f = 1741 \frac{(106.92)^{1.85}}{140} \times \frac{1090}{14^{4.87}} = 3.02$$

$h_f = 5.17$ m

Pérdida de carga por velocidad

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.10^2}{2 \times 9.81} = 0.106 \text{ m.}$$

3.- LINEA DE IMPULSION

La línea de impulsión se diseñará teniendo en cuenta el dos factores:

a.- Factor económico . _ Comprende principalmente:

- Costo de equipo de bombeo
- Costo de la energía consumida durante la vida útil del equipo
- Costo de la tubería de la línea de impulsión

b.- Factor Hidráulico:

- Limite de velocidad de paso del agua
- Golpe de ariete

A.- Teniendo en consideración el factor económico

a).-Mediante la fórmula de Bresse que es la siguiente:

$$D = 1.3 X^{1/4} Q^{1/2}$$

Donde:

D = Diámetro económico (m)

Q = Caudal de bombeo (m³/s)

X = N / 24

N = Número de horas de bombeo.

El caudal de bombeo es el máximo diario cuando el bombeo es continuo , y cuando es discontinuo se le afecta por el factor 24/N

Para evitar sedimentación en la tubería y el desgaste de las mismas por la erosión de una baja y alta velocidad respectivamente, y por condiciones optimas de equipo de bombeo se considera el siguiente rango de velocidad.

$$V_{\min} = 0.6 \text{ m/s}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ m/s}$$

Para el diseño se considerara una velocidad promedio de 1.2 m/s.

$$\text{Caudal de bombeo} = Q_{\text{md}} \times (24/N) = 1.3 \times 82.25 \text{ lps} \times (24/18)$$

$$Q_b = 142.56 \text{ lps}$$

Cálculo del diámetro económico

$$D = ?$$

$$Q = 0.14256 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N = 18$$

$$D = 1.3 \times 18^{1/4} \sqrt{0.14256} = 0.456 \text{ m.}$$

$$D = 18''$$

b).-Mediante análisis de costos. Se analizaran los diámetros 12", 14", 16", 18" y 20"

-COSTO DE EQUIPO

-Características del equipo de bombeo:

$$\text{Pot} = \frac{\gamma Q \times \text{Hdt}}{75 \times \eta}$$

Donde:

P_o = Potencia (Hp)

Q = Caudal de bombeo (m^3/s)

H_{DT} = Altura dinámica total (m)

n = eficiencia

γ = P.E del agua

$$H_{DT} = H_g + H_{fac} + H_{ff}$$

Donde:

H_{DT} = Altura dinámica total (m)

H_g = Altura geométrica a impulsar el agua (m)

H_{fac} = Pérdida de carga por accesorios (m)

H_{ff} = Pérdida de carga por fricción (m) H y W

Determinación de H_g

H_g = Cota de salida - Cota nivel mínimo. (cisterna)

$H_g = 112.80m - 40.12m = 72.59m$

$H_g = 72.59m$

Determinación de H_{fac}

$$\text{Sea: } H_{fac} = K \frac{V^2}{2g}$$

donde K = constante de pérdida de energía dinámica

En la succión se emplea:	k
1 canastilla de valv. de paso	6.10
1 Reducción excéntrica	0.19
1 codo 90°	0.90
	7.19

En la impulsión	k
1 Reducción concéntrica	0.19
1 codo de 90°	0.90
1 válvula compuerta	0.19
1 válvula check	1.86
1 medidor caudal	5.60
2 codos 45°	0.84
	9.58

$$K = 7.19 + 9.58 = 16.77$$

Se adiciona un 25 % por margen de seguridad

$$K = 1.25 \times 16.77 = 20.12$$

$$\rightarrow K = 20$$

En la salida del reservorio se considera :

$$K \approx 5.2$$

Para los cálculos se considerará un K total de 25

Por lo tanto:

$$H_{fac} = \frac{25 V^2}{2g}$$

Para:

$$D = 12'' \rightarrow H_{fac} = \frac{25 (1.95)^2}{2 \times 9.81} = 4.84 \text{ m.}$$

$$H_{fac} = 4.84 \text{ m.}$$

$$D = 14'' \rightarrow H_{fac} = \frac{25 (1.43)^2}{2 \times 9.81} = 2.60 \text{ m.}$$

$$H_{fac} = 2.60$$

$$D = 16'' \rightarrow H_{fac} = \frac{25 (1.09)^2}{2 \times 9.81} = 1.54 \text{ m.}$$

$$H_{fac} = 1.54 \text{ m.}$$

$$D = 18'' \rightarrow H_{fac} = \frac{25 (0.868)^2}{2 \times 9.81} = 0.96 \text{ m.}$$

$$H_{fac} = 0.96 \text{ m}$$

$$D = 20'' \rightarrow H_{fac} = \frac{25 (0.703)^2}{2 \times 9.81} = 0.63 \text{ m.}$$

$$H_{fac} = 0.63 \text{ m}$$

Determinación de H_f (en la tubería) por H y W .

Longitud de tubería = 1936 m

$$D = 12'' \quad H_f = 1740 \left(\frac{142.56}{140} \right)^{1.85} \times \frac{1936}{(12)^{4.87}} = 19.33$$

Hf = 9.12 m.

$$D = 14'' \quad H_f = \frac{1740 (142.56)^{1.85}}{140} \times \frac{1936}{(14)^{4.87}} = 9.12$$

Hf = 9.12 m.

$$D = 16'' \quad H_f = \frac{1740 (142.56)^{1.85}}{140} \times \frac{1936}{(16)^{4.87}} = 4.76$$

Hf = 4.76 m.

$$D = 18'' \quad H_f = \frac{1740 (142.56)^{1.85}}{140} \times \frac{1936}{(18)^{4.87}} = 2.68$$

Hf = 2.68 m.

$$D = 20'' \quad H_f = \frac{1740 (142.56)^{1.85}}{140} \times \frac{1936}{(20)^{4.87}} = 1.60$$

Hf = 1.60 m.

Luego se tiene:

$$H_{DT} (12'') = 96.75 \text{ m}$$

$$H_{DT} (14'') = 84.31 \text{ m.}$$

$$H_{DT} (16'') = 78.89 \text{ m.}$$

$$H_{DT} (18'') = 76.23 \text{ m.}$$

$$H_{DT} (20'') = 74.82 \text{ m.}$$

Cálculo de la potencia

Pot(12") = 95.06 HP
 Pot(14") = 81.52 HP
 Pot(16") = 71.34 HP
 Pot(18") = 63.44 HP
 Pot(20") = 57.12 HP

Costos del equipo : Considerando la potencia los costos del equipo son:

$C_{EQUIPO} (12") = \$ 86,197.14$
 $C_{EQUIPO} (14") = \$ 76,462.86$
 $C_{EQUIPO} (16") = \$ 68,926.15$
 $C_{EQUIPO} (18") = \$ 62,899.24$
 $C_{EQUIPO} (20") = \$ 57,957.$

-COSTO DE ENERGIA

Pot. = 1.1 Pot. Bomba

$E_{KWh} = 0.746 \times \text{Pot. (HP)}$

$C_{E. \text{ anual}} (\$) = 0.746 \times \text{Pot.} \times 365 \times Hb \times Cu$

Valor presente =
$$\frac{C_{E. \text{ anual}} \times [(1+i)^n - 1]}{i (1+i)^{n-1}}$$

$C_{ENERGIA} (\$) = 0.746 \times \text{Pot.} \times 365 \times Hb \times Cu \times \frac{[(1+i)^n - 1]}{i (1+i)^{n-1}}$

Donde :

$C_{E. \text{ Anual}} = \text{Costo anual de energía consumida} (\$)$

Pot. = Potencia del equipo
 Hb = Horas de bombeo
 Cu = Costo unitario de energía (0.0814 \$ / kw-h)
 = Interés anual (0.12)
 n = Años de funcionamiento (10)

-COSTO DE TUBERIA

La línea de impulsión es de Asbesto Cemento.

En el plano del perfil longitudinal (LIA - 1) , se observa que se tiene tubería de clase A - 10 (1190 m) , y clase A - 7.5 (746 m).

Costo unitario de tubería :

	Clase A-7.5	Clase A-10
Tub. 12" (\$ / m) =	54.81	66.07
Tub. 14" (\$ / m) =	66.67	76.85
Tub. 16" (\$ / m) =	83.99	99.13
Tub. 18" (\$ / m) =	97.32	121.13
Tub. 20" (\$ / m) =	116.22	146.96

$$C_{TUB. (12)} = 746 \times 54.81 + 1190 \times 66.07 = \$ 119,505.66$$

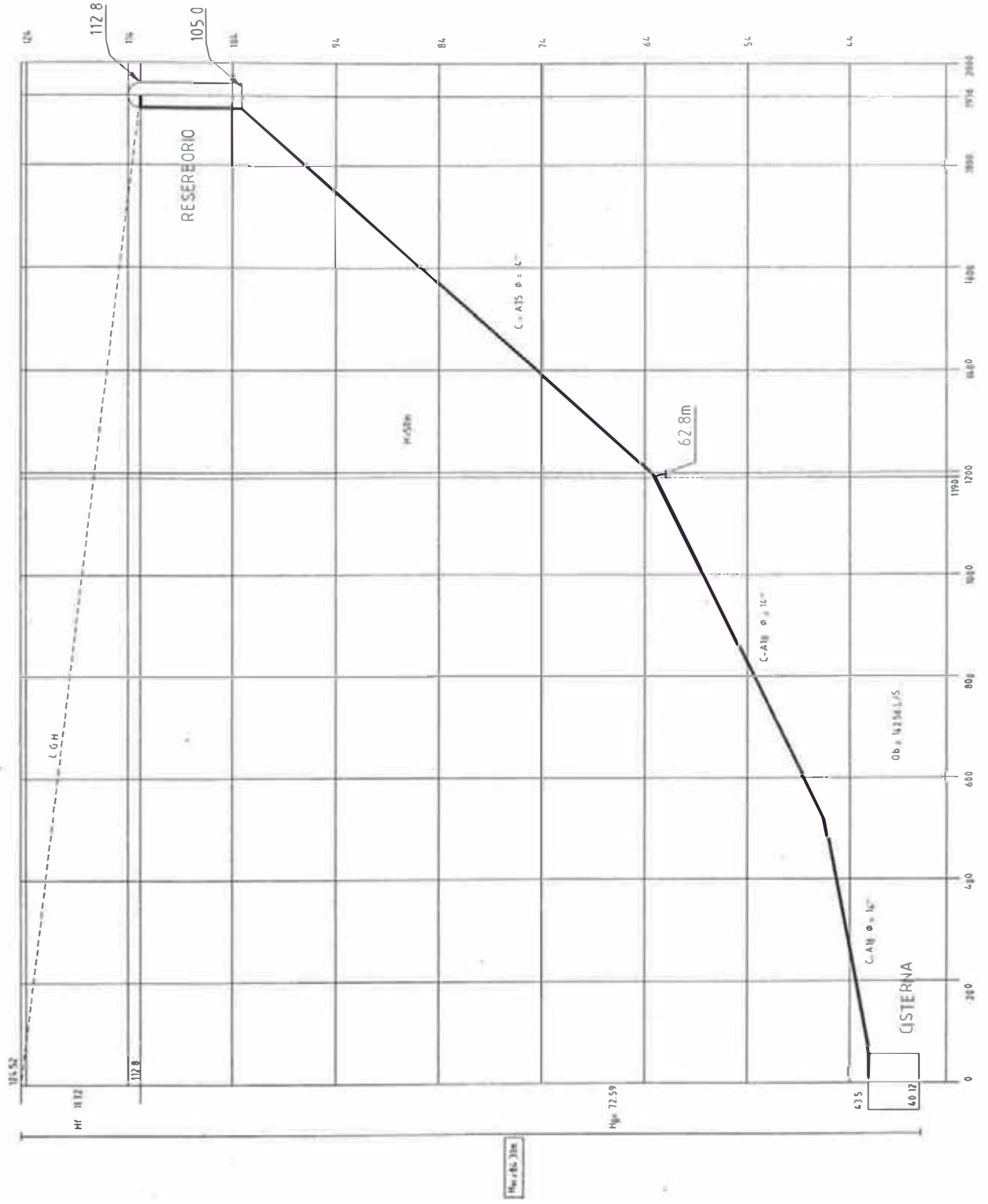
$$C_{TUB. (14)} = 746 \times 66.67 + 1190 \times 76.85 = \$ 141,189.80$$

$$C_{TUB. (16)} = 746 \times 83.99 + 1190 \times 99.13 = \$ 180,621.61$$

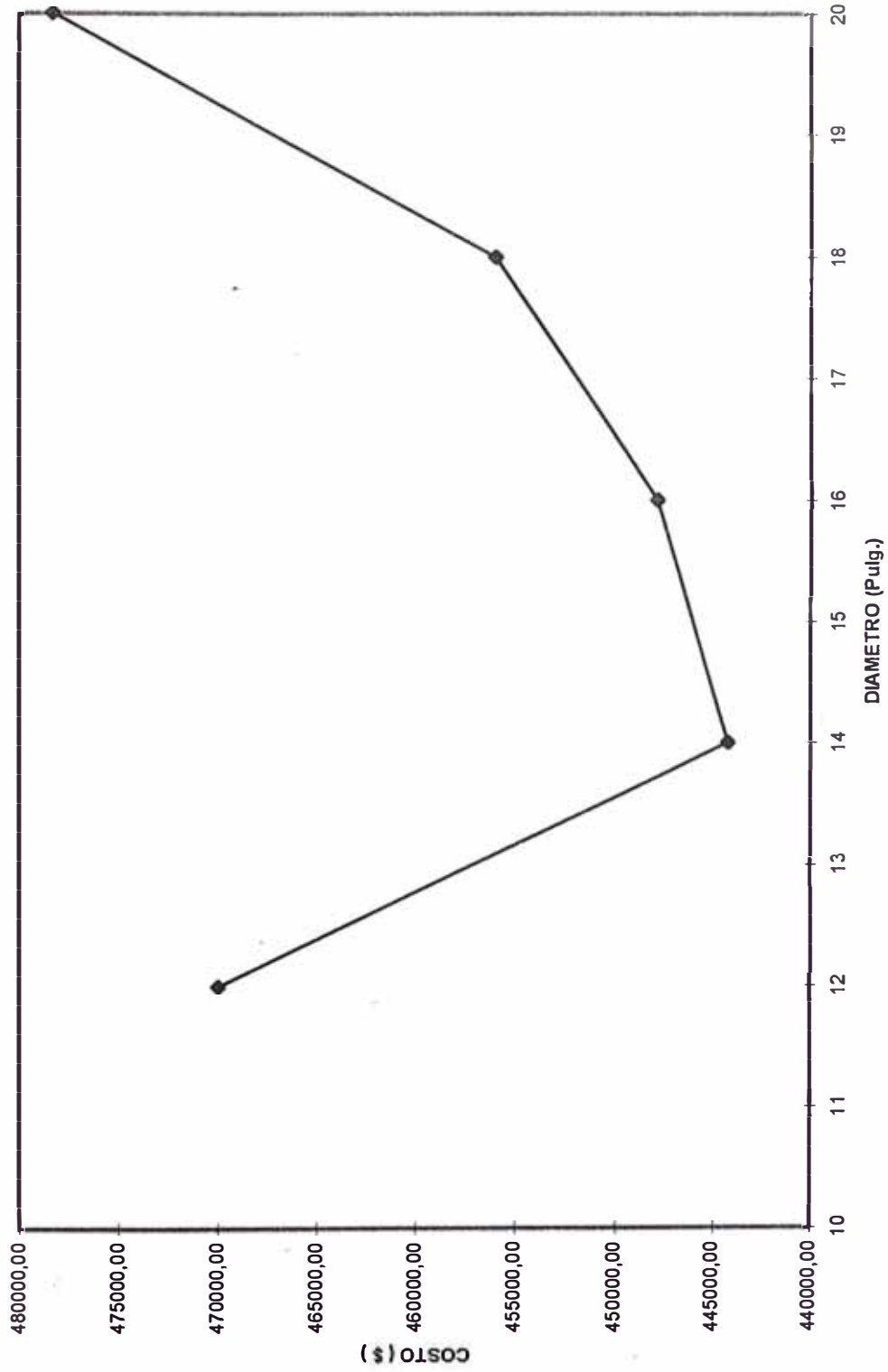
$$C_{TUB. (18)} = 746 \times 97.32 + 1190 \times 121.13 = \$ 216,748.28$$

$$C_{TUB. (20)} = 746 \times 116.22 + 1190 \times 146.96 = \$ 261,587.70$$

L NEA DE MPULSION



DIAMETRO ECONOMICO



	C O S T O T O T A L (\$)				
	12"	14"	16"	18"	20"
C _{EQUIPO}	86,197.14	76,462.86	68,926.15	62,899.24	57,957.47
C _{ENERGIA}	264,282.55	226,601.05	198,339.93	176,359.06	158,774.36
C _{TUBERIA}	119,505.66	141,189.80	180,621.61	216,748.28	261,587.70
C _{TOTAL}	469,985.35	444,253.71	447,887.69	456,006.58	478,319.53

Del cuadro anterior se concluye que el diámetro económico es 14"

B.- Considerando el factor hidráulico

- La velocidad de flujo de agua debe estar dentro del rango permisible

$$V = 1.974 \times 142.56 = 1.44 \text{ m / s} \\ (14)^2$$

La velocidad es correcta.

4 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO

4.1 RESERVORI O

4.1.1 Introducción

Los reservorios de almacenamiento tienen un papel importante en los sistemas de distribución de agua, su importancia se manifiesta en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

Un reservorio de almacenamiento debe cumplir los siguientes propósitos fundamentales:

- Debe cubrir las variaciones de consumo.
- Tener almacenamiento para las demandas contra incendios.
- Volumen adicional para casos de emergencia.
- Regular las presiones en la red de distribución.
- Aumentar la presión en los lugares de nivel alto.
- Uniformizar la carga a que trabajarán las bombas en el caso que se empleen para el abastecimiento.

Existen unos reservorios destinados al almacenamiento de agua y otros a estabilizar presiones y fenómenos afines, también se instalan reservorios que están dispuestos para almacenar el agua en horas de sobre-producción, y automáticamente entregarla cuando baja el rendimiento de la fuente o se incrementa el consumo ,este tipo de reservorios se denominan flotantes.

4.1.2 Tipos de Reservorio

Los reservorios pueden clasificarse con respecto al nivel del terreno, en enterrados, apoyados y elevados. Cada condición está supeditada a las razones de servicio, y su denominación indica la posición del depósito de agua con respecto al suelo.

A.- Reservorio elevado

En estos reservorios al depósito de agua se le llama también "cuba", y no descansa directamente sobre el terreno, lo hacen sobre columnas, pilotes o sobre paredes; este último se emplea por la facilidad de su construcción.

La "cuba" puede tener diversas formas, sin embargo, razones ornamentales y en ocasiones económicas pueden incidir para realizar estudios analíticos tendientes a lograr formas que determinen el mejor aprovechamiento de los materiales y la máxima economía. Las formas más comunes son la cilíndrica ,paralelepípedo y esférica.

Los materiales empleados es de concreto armado y metálicos, empleándose entre estos materiales el acero, palastro, duraluminio, etc. Dependerá de las condiciones locales, mantenimiento, agresividad por corrosión, etc., la conveniencia para seleccionar uno y otro tipo.

B.- Reservoirio apoyado

Estos reservoirios son aquellos cuyos solados o pisos del depósito están directamente colocados sobre la superficie del terreno, o con muy pequeña excavación para los cimientos.

Las formas más empleadas son las rectangulares y circulares, esta última representa ventajas para la resistencia de las presiones interiores.

Los materiales empleados en su construcción pueden ser albañilería de piedra, ladrillo, concreto armado, concreto ciclópeo, metálicos.

C.- Reservoirio enterrado

Son aquellos que tienen el depósito de agua totalmente enterrados, también se le conoce como cisternas.

La forma mas empleada es la paralelepípeda, y los materiales empleados en su construcción son concreto ciclópeo, concreto armado y ladrillo.

4.1.3 Clases de Funcionamiento

La ubicación del reservoirio está determinado principalmente por la necesidad de mantener una presión de servicio dentro de los límites recomendados. Estas presiones en la red están limitadas por normas, dentro de rangos que puedan garantizar para las condiciones más desfavorables una presión mínima y máxima. En base a lo anterior se pueden clasificar en reservoirios de cabecera y flotantes.

a.- Reservoirio de cabecera

A este reservoirio se le alimenta directamente de la fuente de abastecimiento, pudiendo ser por gravedad o por bombeo, y abastece directamente a la población.

Estos reservoirios pueden ser apoyados o elevados, dependiendo de las necesidades de servicio, por razones topográficas y análisis económico.

b.- Reservoirio Flotante

Los reservoirios flotantes son los típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan porque la entrada y la salida del agua lo hacen por el mismo tubo.

Cuando la presión es alta, es decir, que la producción es mayor que el consumo, el reservoirio se llena; y lo opuesto sucede cuando el consumo es mayor al rendimiento de la fuente el agua del reservoirio desciende para sumarse a la del abastecimiento, manteniéndose así casi constante la presión o la carga en la zona de servicio por el reservoirio.

4.1.4 Cámara de Válvulas

Es un ambiente físico donde se ubican todos los accesorios que sean necesarios para el funcionamiento adecuado de un reservoirio. Para los reservoirios apoyados y enterrados se ubican junto al reservoirio , para los reservoirios elevados se encuentra debajo de la cuba pero a ras del terreno.

Los reservoirios debe tener las siguientes tuberías:

- Tubería de entrada

Su boca de descarga casi siempre se coloca en la parte alta del reservorio. El diámetro está definido por la línea de conducción o de impulsión, debe tener un by-pass para atender situaciones de emergencia.

- Tubería de salida

Ubicada en la parte baja y debe estar provista de una canastilla de succión. El diámetro está definido por el diámetro de la tubería de alimentación, aducción, al sistema de distribución, el by-pass de la tubería de ingreso se conecta a esta tubería.

- Tubería de desagüe

Destinada a efectuar la eliminación de tierras y arenas que pueden arrastrar las aguas. Los fondos de los reservorios están preparados para esta operación, con la inclinación de 1% hacia la tolva, en donde se ubica la tubería de desagüe. El diámetro debe determinarse para que facilite el vaciado del reservorio en un período de 1 a 2 horas.

- Tubería de rebose

Para impedir que se genere una presión sobre el techo del reservorio, el diámetro estará determinado por la altura de la cámara de aire, también se puede hacer una artesa de rebose. Generalmente la tubería de desagüe y la de rebose se conectan, y son del mismo diámetro.

La caseta debe tener los siguientes accesorios para una correcta operación y mantenimiento del reservorio:

- Medidor

Se instala en la tubería de salida, y permitirá determinar los volúmenes de agua entregados en forma diaria, así como las variaciones de agua entregados en forma diaria,

así como las variaciones del gasto; también se pueden determinar desperdicios y usos no controlados.

- Accesorios

Válvulas de compuerta, tees, codos, unión flexible, yees, etc.

- Indicador de nivel

Colocado para tener una lectura desde el exterior, del nivel de agua en el reservorio.

- Otros:

Debe tener escalera de acceso exterior e interior al reservorio. puede tener en algunos casos válvula flotadora en la tubería de ingreso.

El reservorio debe tener un sistema de ventilación, con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y de otros animales, se recomienda utilizar tubos en "U" invertida protegidos con rejillas o telas metálicas.

4.1.5 Determinación de la capacidad

Para determinar la capacidad del reservorio se tiene que tener en cuenta los siguientes factores:

- Compensación de las variaciones de consumo.
- Reserva para incendios.

Volumen de Regulación

El consumo de agua de una población es variable para los distintos días del año y aún para un mismo día. para sus distintas horas, siendo prácticamente imposible que se

pueda seguir el ritmo de esas oscilaciones desde la fuente, por lo que se hace necesario disponer en los sistemas de agua, de depósitos de regulación.

Reserva para incendios

Es indispensable poder atender, en casos extraordinarios como los incendios, entrega de volúmenes de agua mayores a los normales, lo que debe preverse en el almacenamiento.

En las redes de distribución se asignan gastos de incendios de 15 lps. por cada hidrante y de acuerdo a la importancia y densidad de la zona a servir.

Volumen de Reserva

Las recomendaciones para la estimación del volumen de agua para las reservas de emergencia, tienen un amplio margen de variación y van desde cero hasta volúmenes equivalentes a varios días de consumo.

Para considerar volumen de reserva es necesario considerar las condiciones económicas de la población ya que esto implicaría un fuerte gasto para mantener un volumen para una eventualidad desfavorable.

4.1.6 Normas de Diseño

Si no es posible determinar los parámetros de diseño, en base a un estudio de campo, para evaluar el volumen total del reservorio, se deben utilizar los valores guías que recomiendan las normas de diseño.

Normas Generales para proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales (Ministerio de Salud).

Son destinados para almacenar un volumen de regulación y/o reserva para compensar las variaciones horarias de consumo y atender a eventuales desperfectos en la línea de conducción.

a). Localización, tamaño y tipo:

Deberán ser proyectados de acuerdo con las características del sistema de distribución, topografía del terreno. presiones necesarias, tipo y capacidad de los abastecimientos, aspectos económicos en caso de bombeo y material de construcción.

b). Volumen del reservorio

La capacidad del reservorio de regulación será del 25% al 30% del volumen del consumo promedio diario anual. En sistemas de bombeo con reservorio elevado flotante, el volumen de regulación será del 15% al 20% del volumen promedio diario anual considerándose 8 a 10 horas de bombeo en varios períodos.

c). Accesorios y elementos de los reservorios

Deberán estar dotados de válvulas y tuberías para entrada, salida, limpieza y rebose, reunidas previamente en un compartimento ó cámaras de válvulas. estarán provistos de tapa hermética para inspección, escaleras de acceso, tubos ventiladores en la cobertura por medio de tubo en U invertida, con diámetro de 2" a 4" e indicadores de nivel.

Normas para la elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado para nuevas habilitaciones comprendidas en Lima Metropolitana (SEDAPAL)

El almacenamiento está condicionado a la disposición de los esquemas de servicio que pueda establecer SEDAPAL. En general debe comprender los volúmenes suficientes para regulación, incendio y reserva.

a)- Volumen de regulación

Para las habitaciones urbanas se requerirá un volumen de regulación que sea igual al 18% del consumo del día máximo, cuando el rendimiento de la fuente de abastecimiento sea calculado sobre la base de 24 horas de funcionamiento. En caso de que el número de horas funcionando fuere inferior a 24 se aplicará el 18% al producto del consumo máximo diario por 24/N siendo N el número de horas de funcionamiento.

b)- Reservas para incendio

En general para las habitaciones urbanas que sean menores de 50 hectáreas, se requerirá para la protección contra incendio una capacidad adicional en los reservorios de 200 m³.

Para las habitaciones urbanas que sean mayores de 50 hectáreas, se requerirá para la protección contra incendio una capacidad adicional en los reservorios de 400 m³.

c)- Volumen de reserva

Para las habitaciones urbanas, se requerirá un volumen adicional de reserva que sea igual al 7% del consumo del día máximo, cuando la fuente de abastecimiento sea calculado sobre la base de 24 horas de funcionamiento. En caso de que el número de funcionamiento fuere inferior a 24, se aplicará el 7% al producto del consumo máximo diario por 24/N, siendo N el número de horas de funcionamiento, para las habitaciones de uso industrial se requerirán volúmenes de reserva adicionales de acuerdo al tipo de industria.

d)- Reservorios.

Las elevaciones del nivel mínimo de agua en los reservorios deberán ser tales que permitan producir las presiones necesarias en la res de distribución.

Las alturas totales de agua en los reservorios de distribución estarán de acuerdo con el volumen y no deberán ser inferiores a 2.50 metros ni superiores a 9.00 metros.

Las tuberías de rebose en los reservorios descargarán libremente, disponiendo de protección adecuada. Las válvulas de interrupción se instalarán en todas las tuberías del reservorios, con excepción de las tuberías de rebose.

Los dispositivos de almacenamiento deberán estar provistos de aparatos, así como las escaleras exteriores, respiraderos, cribas, válvulas de altura y cámaras de válvulas, dispositivos de alarma y seguridad, etc. Las escaleras exteriores deberán tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.

Los diseños de estructuras deberán estar basados en sólidas investigaciones de la calidad del terreno y seguirán las especificaciones típicas para concreto, materiales para concreto, excavaciones y otros. Estos diseños deberán estar autorizados por ingenieros de la especialidad estructural y deberán presentarse acompañados de certificados de cimentación y hojas de cálculos.

Normas y requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinados a localidades urbanas (Ministerio de Vivienda).

a)- Capacidad de regulación

La capacidad del tanque de regulación deberá fijarse de acuerdo al estudio del diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando no se dispone de esta información se adoptará como capacidad de regulación del 25% del promedio anual de la demanda.

En los casos en que la alimentación no sea continua, se reajustará la capacidad de regulación teniendo en cuenta el tiempo de alimentación y su variación dentro de las 24 horas del día.

La capacidad de regulación deberá determinarse de acuerdo con un estudio económico del conjunto de las obras que componen el sistema.

b)- Reserva para incendio.

En los casos que se juzgue conveniente considerar demanda contra incendio se requerirá una capacidad adicional en los reservorios equivalente a 2 horas o más del consumo estimado para incendio determinado a base del número de hidrantes en uso simultáneo y el gasto de estos.

Demanda contra incendio:

- En poblaciones hasta 10,000 habitantes, no se considerará demanda contra incendio, salvo en casos especiales en que se justifique por la calidad combustible de los materiales de construcción, industrias inflamables, etc.

- En poblaciones de 10,000 a 100,000 habitantes deberá preverse este servicio, de acuerdo a las características propias de la localidad, considerándose la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red, atendido por dos hidrantes simultáneamente.

- En poblaciones mayores de 100,000 habitantes se considerarán dos siniestros de ocurrencia y simultánea: uno ocurriendo en zona de vivienda y el otro en zona industrial o comercial. atendido este último por tres hidrantes.

c)- Volumen de Reserva

Deberá justificarse la necesidad de reservas adicionales a las anteriormente fijadas.

d)- Consideraciones generales:

Los depósitos de almacenamiento o regulación, deberán estar provistos de aparatos de medición de gastos y control de nivel. La ubicación del depósito de almacenamiento se hará de acuerdo a un estudio técnico económico.

Infraestructura sanitaria para poblaciones urbanas (ININVI)

a)- Volumen de Regulación

El volumen de regulación deberá fijarse de acuerdo al estudio del diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando se compruebe la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el rendimiento de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento.

b)- Volumen contra incendio

En los casos que se considere demanda contra incendio deberá asignarse un volumen adicional adoptando el siguiente criterio:

- Para áreas destinadas netamente a vivienda: 50 m³.

- Para áreas destinadas a uso comercial o industrial deberá calcularse utilizando el gráfico adjunto para agua de extinción, y considerando un volumen aparente de apilamiento respectivo.

c)- Volumen de Reserva

Deberá justificarse la necesidad de un volumen adicional de reserva.

d)- Características e instalaciones.

- Localización, tamaño y tipo:

Deberán ser proyectadas de acuerdo con la topografía del terreno, presiones necesarias y materiales de construcción a emplearse.

- Instalaciones:

Los reservorios deberán estar dotados de tuberías de entrada y/o salida, rebose y desagüe. En las tuberías de entrada y/o salida y desagüe se instalará una válvula de interrupción ubicada convenientemente para su protección, fácil operación y mantenimiento. Cualquier otra válvula especial requerida se instalará en las mismas condiciones.

- Otros dispositivos :

Deberán estar provistos de dispositivos de control de nivel, medición de gasto y ventilación. Se incluirá en el diseño, escaleras de acceso, dispositivos de alarma y seguridad y cualquier otro que contribuya a un mejor control y funcionamiento.

Anteproyecto de nuevos criterios de diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado destinados a localidades (SENAPA).

a)- Volumen de regulación

La capacidad del reservorio para volumen de regulación deberá fijarse de acuerdo al estudio del diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando no se dispone de esta información se adoptará como capacidad de regulación el 20% del promedio anual de la demanda.

En los casos en que la alimentación no sea continua, se reajustará la capacidad de regulación teniendo en cuenta el tiempo de alimentación y su variación dentro de las 24 horas del día.

Para poblaciones de 2.000 a 10,000 habitantes y zonas urbano marginales, podrán omitirse los volúmenes necesarios para regulación; en tales casos, deberá

considerarse necesariamente un volumen mínimo para reserva de 4 horas del promedio anual de la demanda.

b)- Volumen para combate de incendio

En los casos que se juzgue conveniente considerar demanda contra incendio se requerirá una capacidad adicional en los reservorios equivalente a 2 horas o más del consumo estimas para incendio determinado a base del número de hidrantes en uso simultáneo y el gasto de éstos.

Demanda contra incendios:

- En poblaciones hasta 15,000 habitantes, no se considerará demanda contra incendio, salvo en casos especiales en que se justifique por la calidad combustible de los materiales de construcción, industrias inflamables y otros casos que el proyectista evaluará.

- En poblaciones de 15,001 a 100,000 habitantes deberá preverse este servicio, de acuerdo a las características propias de la localidad considerando la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red, atendido por dos hidrantes simultáneamente.

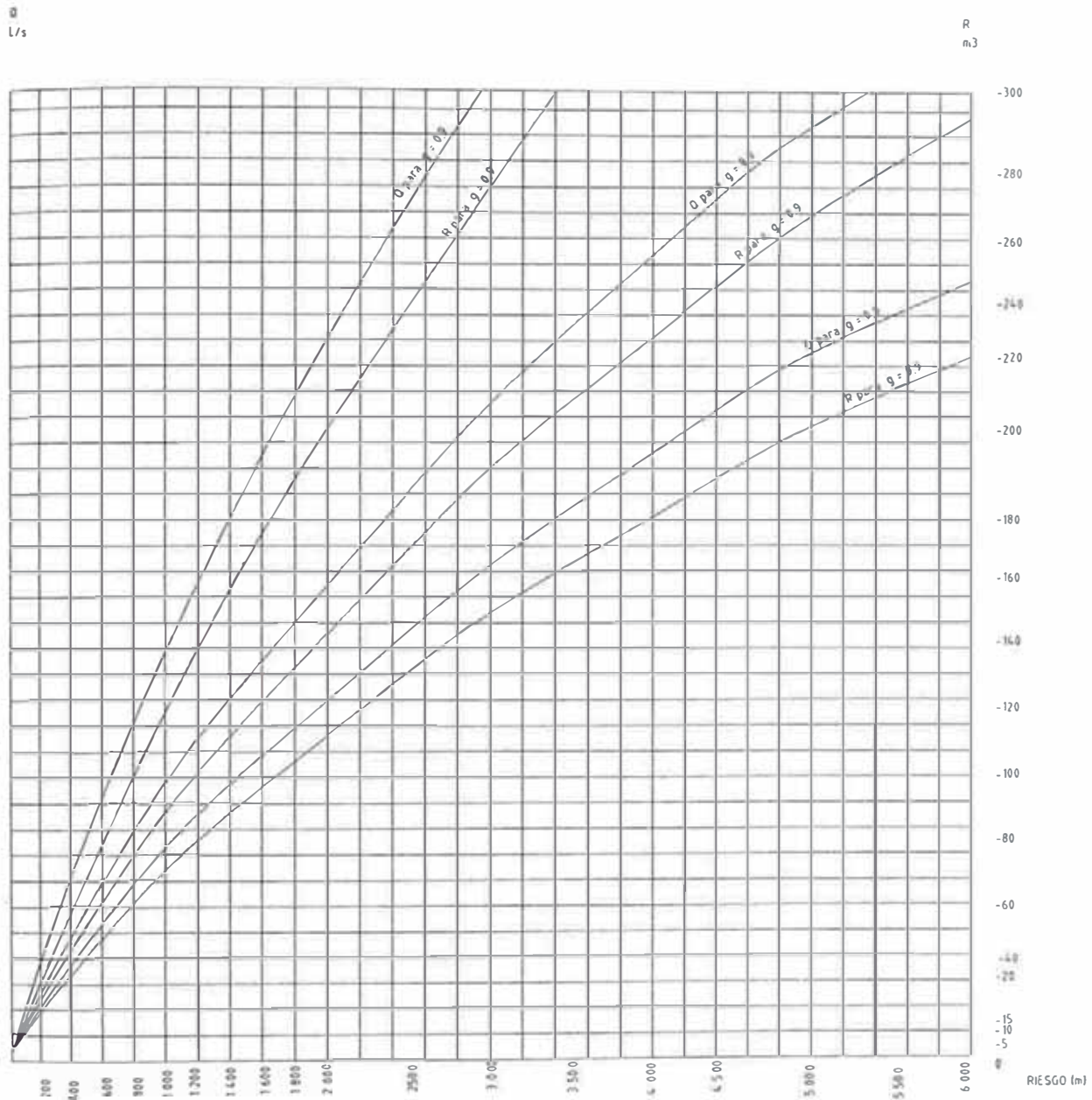
- En poblaciones mayores a 100,000 habitantes se considerarán dos siniestros de ocurrencia y simultánea, uno corriendo en zona de vivienda y el otro en zona industrial o comercial, atendiendo este último por tres hidrantes.

c). Volumen de reserva

Deberá justificarse la necesidad de reservas adicionales a las anteriormente fijadas.

d). Consideraciones generales

GRFICO PARA AGUA CONTRA INCENDIO DE SOLIDOS



Q = CAUDAL DE AGUA EN L/s PARA EXTINGUIR EL FUEGO

R = VOLUMEN DE AGUA m³ NECESARIOS PARA RESERVAS

g = FACTOR DE APILAMIENTO

0,9 = COMPACTO

0,5 = MEDIO

0,1 = POCO COMPACTO

RIESGO = VOLUMEN APARENTE DEL INCENDIO EN M³

Los depósitos de almacenamiento o regulación, deberán estar provistos de apartados de medición de gastos y control de nivel. La ubicación del depósito de almacenamiento se hará de acuerdo a un estudio técnico económico.

4.2 DISEÑO DEL RESERVORIO

El reservorios a diseñarse para el proyecto será del tipo apoyado y estará ubicado en una cota de 105 m.s.n.m. en un suelo rocoso, y su funcionamiento será el de un reservorio cabecera, el reservorio tendrá una cámara de válvulas como lo indican las especificaciones técnicas.

El reservorio será de forma cilíndrica y tendrá de techo tipo cúpula.

Dimensionamiento:

Población de diseño = 39,480 hab.

Dotación = 180 l/h/d

$Q_p = 82.25 \text{ l/s}$

$Q_{md} = 106.92 \text{ l/s}$

$Q_{mh} = 148.05 \text{ l/s}$

a).- Volumen de Regulación (V_r)

$$V_r = 25\% Q_p \times \frac{24}{N} \times 86.4$$

Donde:

V_r = Volumen de Regulación

Q_p = Caudal promedio

N = N° de horas de bombeo por día.

$$V_r = 0.25 \times 82.25 \times \frac{24}{18} \times 86.4$$

18

$$V_r = 2368.8 \text{ m}^3$$

$$V_r = 2369 \text{ m}^3$$

b). Volumen contra incendio

Basándonos en el Reglamento del Ministerio de Vivienda, nos correspondería satisfacer un incendio con dos hidrantes simultáneamente:

$$Q_{ci} = 30 \text{ l/s}$$

$$V_{ci} = 30 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 3.60 \frac{\text{m}^3}{\text{l}} \times \frac{\text{s}}{\text{h}} \times 2\text{h} = 216 \text{ m}^3$$

$$V_{ci} = 216 \text{ m}^3$$

c) Volumen de reserva

Para este caso no se considerará volumen de reserva puesto que le significaría un alto costo mantener un volumen poco utilizable, la fuente asegura el abastecimiento y próximamente se garantizará a un más con la construcción de la planta de tratamiento de agua.

Volumen total del reservorio

$$V_t = V_r + V_{ci} = 2365 + 216 = 2585 \text{ m}^3 \gg 2600 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_t = 2600 \text{ m}^3$$

-Altura de agua = 7.8 m.

$$\text{-Diámetro } D = \sqrt{\frac{2600 \times 4}{\pi \times 7.8}} = 20.6\text{m}$$

Diámetro interior = 20.6 m.

Diseño de la tubería de limpieza y Rebose

La tubería de rebose deberá tener un diámetro mínimo igual al de la tubería de impulsión o de alimentación; generalmente el diámetro de la tubería de limpieza es igual a la de rebose; para el diseño consideraremos un $\phi = 14''$

$$\int \int v \, dA = - \frac{dV}{dt} \quad \dots\dots 1$$

La velocidad de salida es aproximadamente igual a $\sqrt{2g}$

Por lo tanto:

$$\int \int \bar{V} \cdot \bar{dA} = \int \bar{V}_s \, dA_s = \int \sqrt{2gy} \, dA_s = \sqrt{2gy} \, A_s \quad \dots 2$$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{A \, dy}{dT} \quad \dots\dots 3$$

Reemplazando 2 y 3 en 1:

$$\sqrt{2gy} \, A_s = \frac{A \, dy}{dt}$$

$$\frac{\sqrt{2gy} \, A_s}{A} = dt = -1 \frac{dy}{\sqrt{y}}$$

Integrando se tiene:

$$\sqrt{2g} \, A_s t = -2(\sqrt{y} - \sqrt{y_0})$$

Cálculo del tiempo que demora en vaciarse , considerando el caso más favorable, cuando el reservorio está lleno.

$$t = \frac{-2}{\sqrt{2g}} \times \frac{(A)}{As} \times (\sqrt{y} - \sqrt{y_0}) = \frac{2}{\sqrt{2g}} \times \frac{(D)^2}{d} \times \sqrt{y_0}$$

Reemplazando datos:

$$Y_0 = 7.8 \text{ m.}$$

$$D = 20.6 \text{ m.}$$

$$d = 0.35 \text{ m.}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

Se obtiene :

$$t = 4368.43 \text{ seg.}$$

$$t = 1.20 \text{ horas.}$$

Cálculo de la velocidad

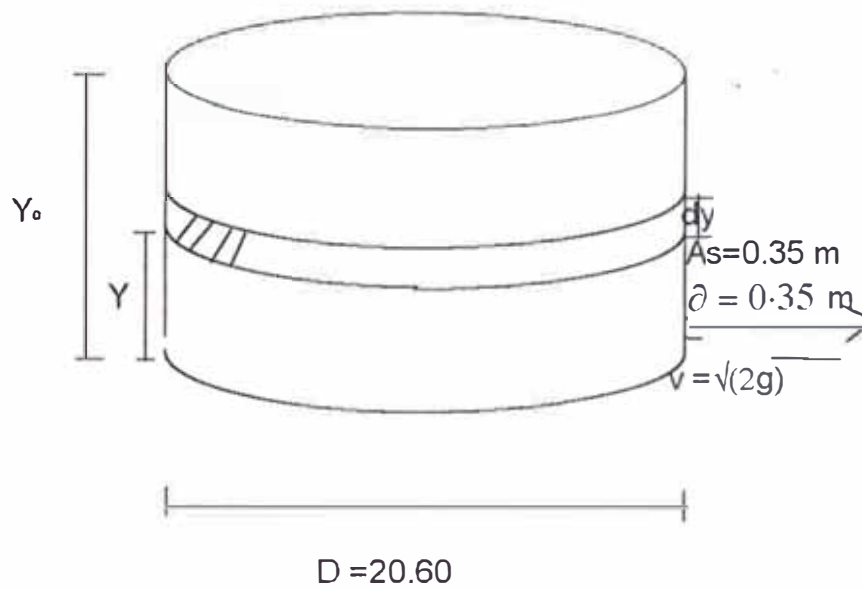
Considerando que normalmente se realizará la limpieza con el 50% del volumen contra incendio se tiene:

$$V_{ci} = 216 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad 50\% = 108 \text{ m}^3$$

$$V_{ci} = \frac{\pi D^2 y}{4} \quad \Rightarrow \quad y = \frac{4 V_{ci}}{\pi D^2}$$

$$y = \frac{4 \times 108}{\pi (20.6)^2} = 0.32 \text{ m.}$$

$$V = \sqrt{2g y} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.32}$$



Donde:

V = Volumen del reservorio

t = tiempo de descenso del volumen A

A_s = Área del orificio de salida

A = Área de la sección circular de obra

v = velocidad de salida del agua por el orificio

$$V = 2.3 \text{ m/s}$$

4.3 CISTERNA

4.3.1 Consideraciones de Diseño

a)- Toda estación de Bombeo, estará conformada por cisterna o reservorio, caseta de rebombeo y su respectivo equipamiento; salvo en estaciones tipo booster o sobreelevadoras de presión, en que la cisterna será reemplazada por un ambiente para alojar el múltiple de succión con sus correspondientes dispositivos de control.

b)- La capacidad de cisterna se determinará en función a los caudales de ingreso y bombeo y al tiempo que debe permanecer el agua en ella sin ser bombeada. La menor dimensión de la cisterna, estará dada por el número y tipo de los equipos de bombeo a instalar, incluyendo sus elementos complementarios de medición y control.

c)- La cisterna que será enterrada o semienterrada contendrá los mismos elementos requeridos para los reservorios. Además, sus escaleras internas serán de material liviano no corrosible y con soportes de seguridad, no permitiéndose escaleras de tipo gatos.

d)- La caseta de rebombeo, que alojará al equipamiento, se diseñará teniendo en consideración los esquemas típicos. Si el caso lo requiriese, se considerará además un ambiente para la guardianía con su servicio higiénico.

e)- Sólo para el caso de cisternas y/o reservorios principales, desde donde bombeen dos o más equipos hacia sistemas independientes, las casetas se dividirán en dos compartimientos: El primero, para alojar a los equipos de rebombeo con sus elementos complementarios y, el segundo, para alojar la fuente de energía propia (grupo electrógeno), que se utilizará en casos de emergencia.

f)- Toda caseta de rebombeo deberá tener fácil acceso a las maquinarias y personal de operación y mantenimiento, y contar con las dimensiones apropiadas que permitan el manipuleo, montaje y desmontaje de los equipos de rebombeo, válvulas y accesorios. También contarán con iluminación natural y artificial y ventilación natural o forzada.

Las funciones para los equipos, serán diseñadas de acuerdo al tipo y tamaño de los mismos.

g)- Las condiciones para el equipamiento dependerán de los requerimientos de cada proyecto; comprendiendo básicamente los siguientes equipos y elementos complementarios:

- Dos electrobombas horizontales como mínimo y para trabajo alternado, hasta caudales de 10 l.p.s. Para caudales mayores se utilizarán bombas turbina lubricadas por agua, con su motor vertical. Los equipos deberán contar con sus correspondientes accesorios y mantener los niveles de ruido dentro de los límites permisibles.

- Tablero de arranque y parada con sus accesorios internos, incluyendo los elementos de control del sistema de automatización para el funcionamiento alternado de los equipos de bombeo.

- Sistema de control automático de arranque y parada, interconectado con relación a niveles de otros reservorios y/o cisternas, según sea el caso.

- Controles de consumo de energía eléctrica: Voltímetro, Amperímetro, Cosfímetro y totalizador de horas de funcionamiento (KW-H).

- Uniones flexibles tipo Dresser.

- Válvulas de compuerta.

- Válvula Check de accionamiento hidráulico y automático para apertura rápida y cierre lento.

- Válvulas automáticas de aire (acción simple).

- Medidor de caudal con indicador y registrador de gasto instantáneo en litros por segundo y totalizador de lectura directa en metros cúbicos, de tipo carrete con orientador de flujo.

- Manómetro con sus accesorios.

- Válvula automática de alivio o válvula automática anticipadora de presión, dependiendo su elección de la altura de impulsión y del caudal de bombeo.

- Bomba sumidero y sus accesorios, de funcionamiento automático; cuando el piso de la caseta de rebombeo esté por debajo del nivel del terreno y no permita su evacuación por gravedad en caso de inundación.

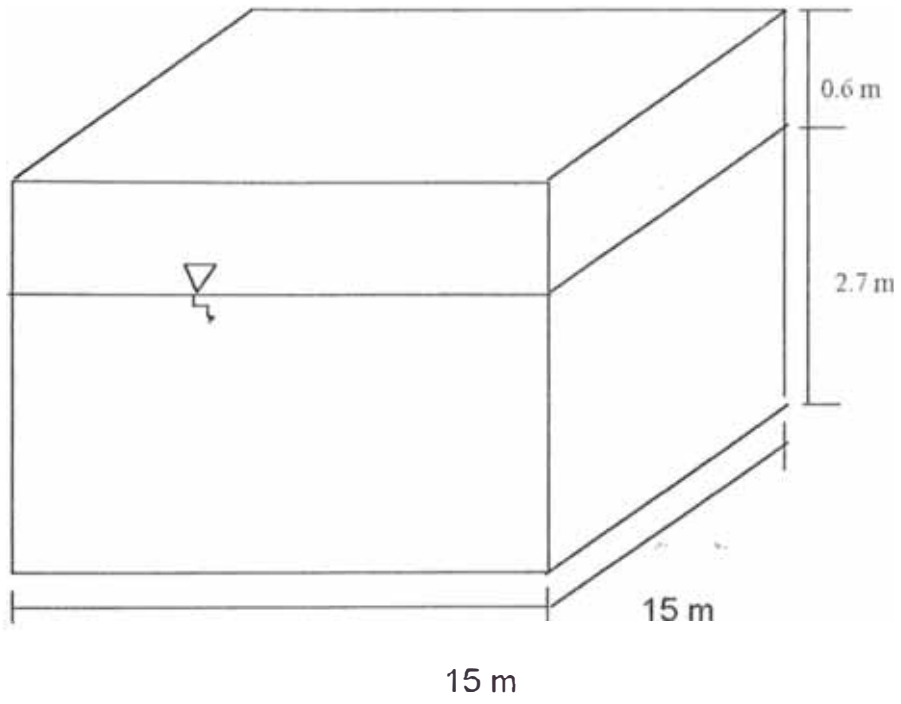
- Grupo electrógeno para accionar por lo menos del 50% de la capacidad instalada de los equipos de bombeo, en caso de corte de la fuente normal de energía eléctrica. Este grupo deberá llevar una llave de transferencia automática.

4.3.2 Diseño de la cisterna.

La cisterna será abastecida mediante una tubería de 14" de diámetro, la cual será derivada de una tubería de 16" de diámetro.

La tubería proyectada de 14" contará antes de su descarga en la cisterna con una válvula mariposa y una válvula flotador ambas de 14" de Diámetro, La primera para facilitar la operación de apertura y cierre de agua; La segunda para evitar perdidas de agua por el reboce, cuando el agua alcance el nivel máximo en la cisterna.

Características de la cisterna:



CISTERNA

- La cisterna es semienterrada de 600m³ de capacidad (este volumen constituye una reserva de 1.25 horas de consumo).

Dimensionamiento de la cisterna:

$$\text{Volumen} = 600\text{m}^3$$

Longitud interior	14.95 m.
Ancho interior	14.95 m.
Altura interior	3.30 m.
Altura máxima de agua	2.69 m.
Borde libre	0.61 m.

Ubicación : la cisterna estará ubicada en la esquina de la Av. María Parado de Bellido, frente a la carretera Panamericana Norte.

5 LINEA DE ADUCCION

DISEÑO:

a) $Q_{md} + Q_{ci} = 106.92 + 30 = 136.92 \text{ l/s}$

b) $Q_{mh} = 148.05 \text{ l/s}$

Siendo mayor el Q_{mh} , consideramos $Q = 148.05 \text{ l/s}$

Verificando velocidades:

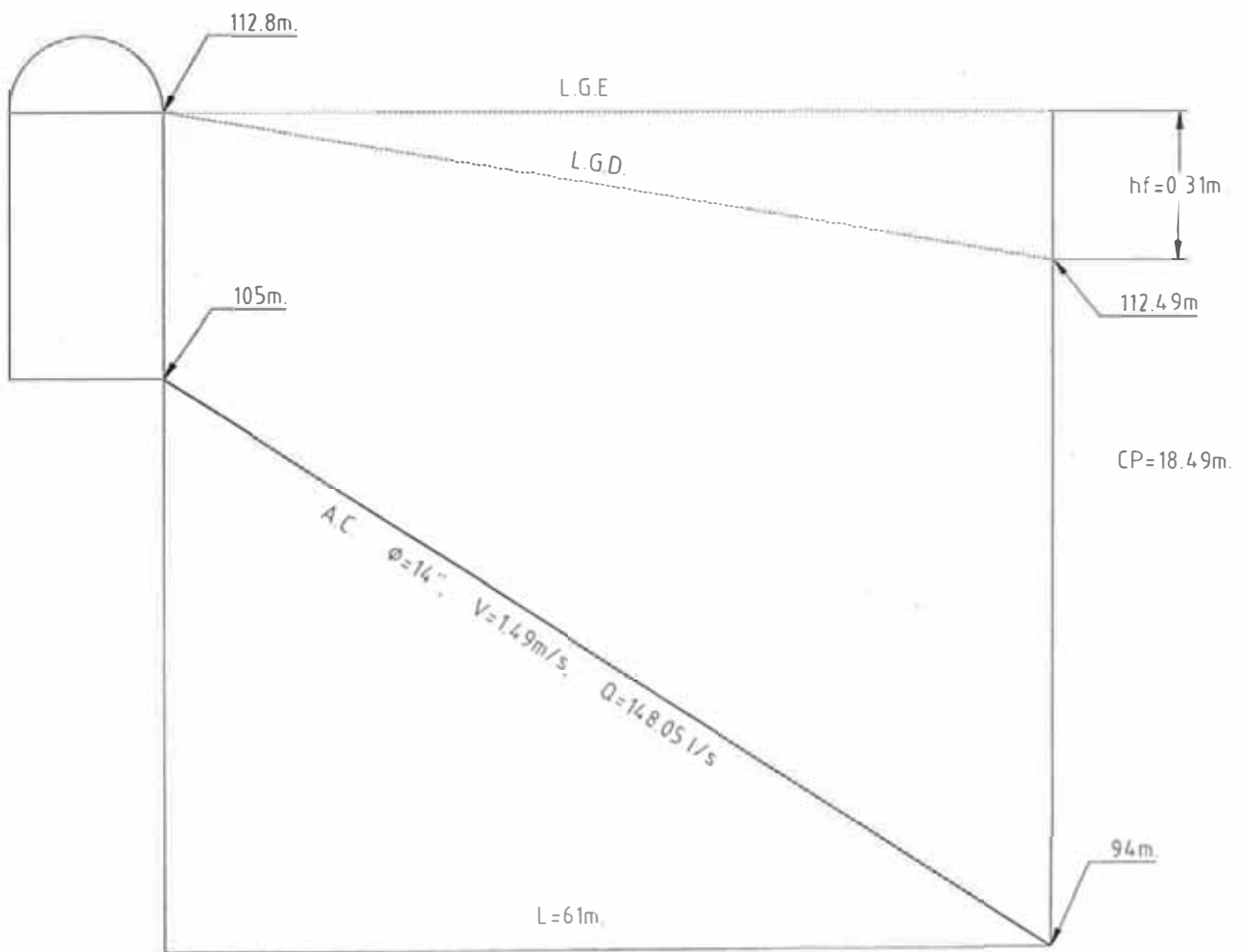
$$V = 1.974 \frac{Q}{D^2}$$

Donde: $V = \text{m/s}$

$Q = \text{l/s}$

$D = \text{pulg.}$

LINEA DE ADUCCION



$$\phi = 12", \quad V = 2.02 \text{ m/s}$$

$$\phi = 14", \quad V = 1.49 \text{ m/s}$$

$$\phi = 16", \quad V = 1.41 \text{ m/s}$$

Por lo tanto se considera para el diseño el $\phi = 14"$

Cálculo de la Pérdida de Carga:

a). Con Q_{mh} \rightarrow $h_f = 0.31 \text{ m.}$

b). Con $Q_{min} = 15\% Q_{mh}$. \rightarrow $h_f = 0.009 \gg 0$

$$CP_{inicial} = 112.8 \text{ m (reservorio)}$$

$$CP_{final} = 112.8 \text{ m.} - 94.0 - 0.31 = 18.49 \text{ m.}$$

6 REDES DE DISTRIBUCION

6.1 BASES DE DISEÑO

Líneas de Alimentación,-

Son aquellas tuberías de gran diámetro que alimentan a las tuberías troncales generalmente son líneas de conducción, aducción o impulsión.

Tuberías troncales.-

Son aquellas que conforman el mallado de la red de distribución, la longitud de cada tramo está entre 400 - 600 m. con un diámetro mínimo de 4" (salvo excepciones) que podría ser de 3". y para habilitaciones industriales el diámetro mínimo es 6".

Tuberías de Servicio (secundarias)

Son aquellas tuberías de relleno que dan servicio a la población con un diámetro mínimo de 3".

Líneas de agua potable

Están constituidas por tuberías de impulsión, conducción, aducción y rebose; tuberías matrices, redes de tuberías de distribución y conexiones domiciliarias, accesorios, válvulas y grifos contra incendio.

Redes de distribución

Se proyectarán, en principio, en circuito cerrado formando mallas, su dimensionamiento se efectuará en base a cálculos hidráulicos y debe ser tal que permita mantener en lo posible una mesa de presiones paralela al terreno que no supere los 20 mts. de columna de agua.

En casos excepcionales, debidamente fundamentados podrá aceptarse tramos de tubería de 2" (50mm) de diámetro con una longitud de 100 mts. si es alimentada por un solo extremo o de 200 mt. si es alimentado por dos extremos.

Las conexiones domiciliarias de agua potable, que cuentan con el diseño típico podrán instalarse en redes de hasta 10" (250 mm.), no permitiéndose efectuar conexiones en líneas de diámetro mayor.

6.2 CALCULO HIDRAULICO

El gasto a considerar es el mayor de comparar el gasto máximo horario y la suma del gasto máximo diario mas incendio.

Las presiones serán de 10 mts. y 50 mts. de columna de agua la máxima.

Para el cálculo hidráulico se aplicará la formula de Hazen y Williams, cuyas constantes son:

CUADRO N° 5.5

Tubería	C
Asbesto Cemento	140
Policloruro de Vinilo (PVC)	140
Polietileno	140
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Fierro fundido	100
Fierro galvanizado	100
Concreto	110

6.3 VÁLVULAS

La red de distribución contará con válvulas de interrupción distribuidas en distancias no mayores a 500 mts. salvo casos especiales.

Se proyectarán válvulas en todos los empalmes o derivaciones a tuberías de 200mm (8") de diámetro o mayores.

En lo posible deberá hacerse una distribución simétrica de las válvulas, las que deberán ubicarse entre los límites de la calzada y la vereda, siguiendo la prolongación de las líneas de propiedad.

Las válvulas a proyectarse serán de los siguientes tipos:

a)- Válvulas de compuerta, que cumplen la función de interrumpir el flujo de agua y que se utilizarán en todas las redes secundarias o de relleno.

b)- Válvulas de mariposa, que irán alojadas en cámaras típicas, cuya función es controlar flujos de agua. Deben usarse en todas las tuberías matrices iguales o mayores de 350 mm (14") de diámetro y en las derivaciones de éstas matrices, incluyéndose la instalación de un medidor de caudal y su manómetro.

c)- Válvulas especiales de aire y vacío (doble acción), de purga de sedimentos y reductoras de presión; que se utilizarán generalmente en las líneas de impulsión, conducción, aducción y tuberías matrices. Estas válvulas con sus correspondientes accesorios, irán alojadas en cámaras de acuerdo a diseños típicos, las que en caso de modificarse requerirán su aprobación previa.

6.4 GRIFOS CONTRA INCENDIO O HIDRANTES

Deberán ser tipo poste y se distribuirán en forma tal que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 300 mts. Se ubicarán en las esquinas, a 0.20 mts. al interior de filo de la vereda.

Se proyectarán en derivaciones de las tuberías de mayor diámetro. El diámetro de la tubería de derivación será por lo menos de 100mm. (4") y llevará una válvula de compuerta con el fin de permitir efectuar reparaciones en el grifo, sin afectar el abastecimiento normal.

También se proyectarán en todos los puntos muertos de la red de distribución, los que servirán para purgar las tuberías.

6.5 ANCLAJES

Todo accesorio de tubería, válvulas y grifos contra incendio, irán anclados con concreto simple o armado.

Sus diseños en dimensiones y formas, se efectuarán considerando los diámetros y tipos de accesorios, válvulas o grifos, su presión a prueba y el tipo de terreno donde se instalarán.

El área o superficie de contacto del anclaje deberá dimensionarse de modo tal, que el esfuerzo o carga unitaria que se transmita al terreno, no supere la carga admisible de éste.

7 DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE

Primero se define el circuito del mallado teniendo los criterios anteriormente descritos y luego se define las áreas de influencia.

Definida el área de servicio se calcula una densidad de servicio que en este caso es 157.92 Hab/Ha.

Luego se calcula el caudal que servirá cada área de influencia mediante la fórmula:

$$Q = \frac{1.8 \times A \times \text{Dot} \times \text{Dens}}{86400}$$

Donde:

Q = Caudal (l/s)

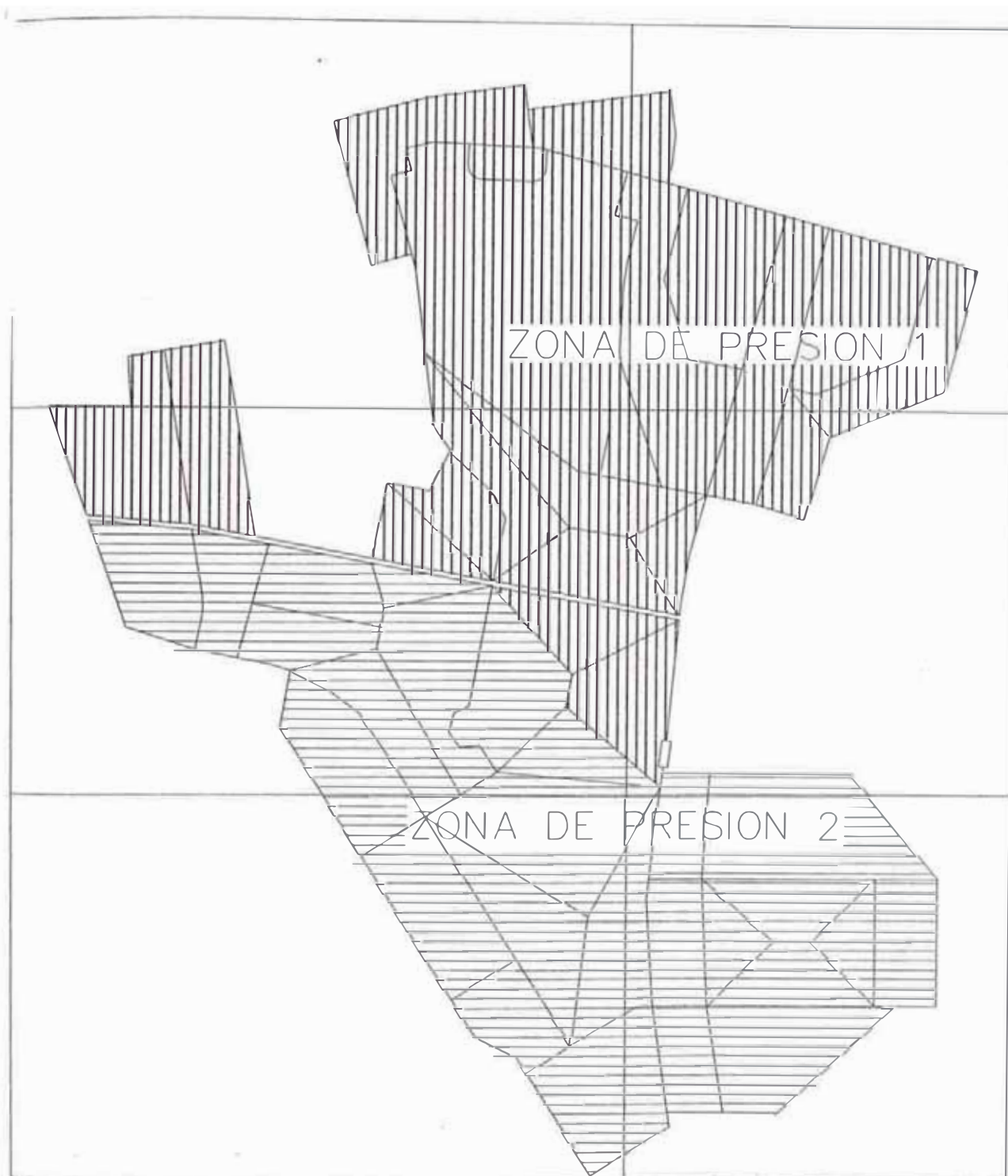
A = Area de influencia (Ha)

Dot = Dotación (180 l/s)

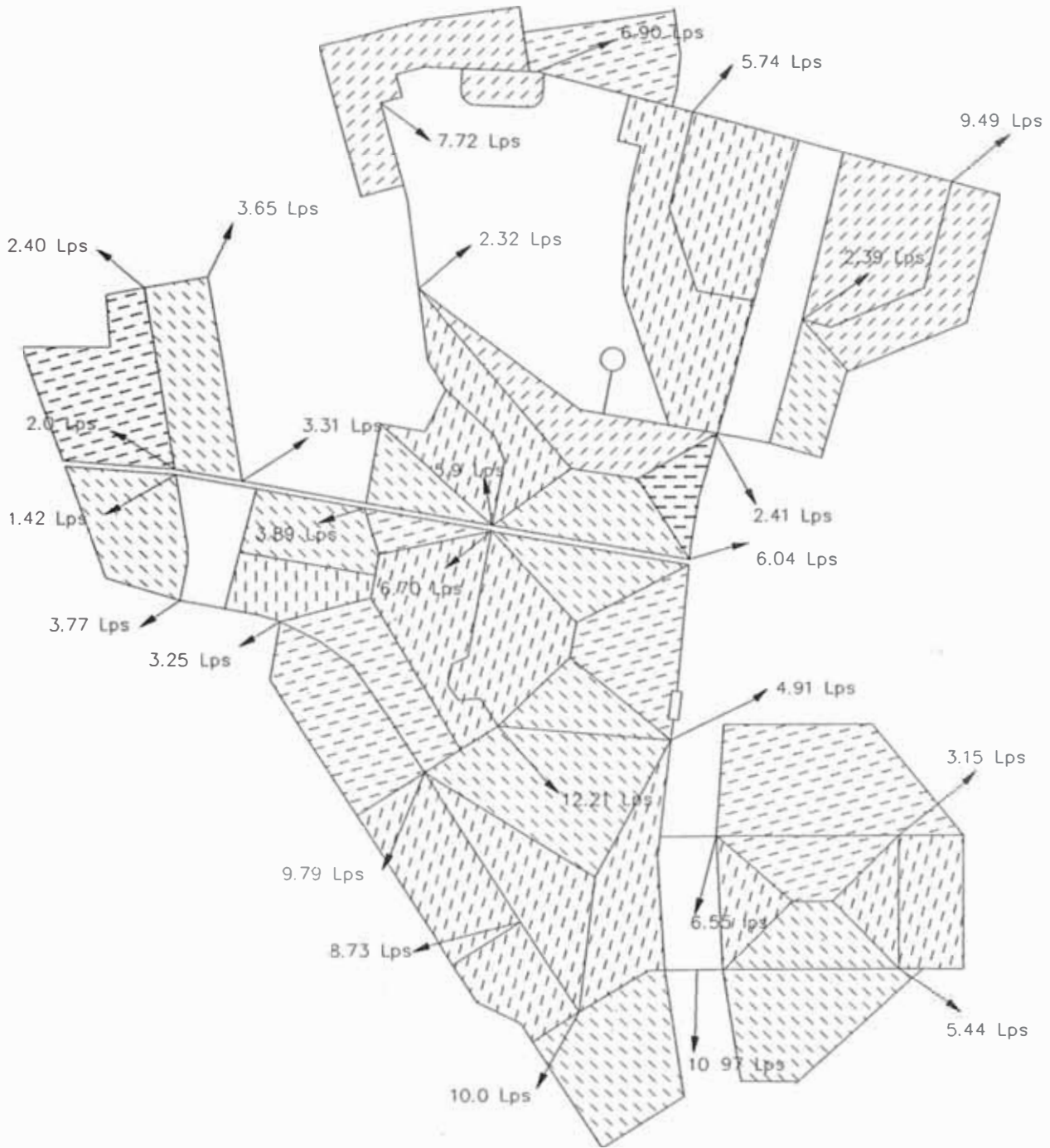
Dens = Densidad (157.92 Hab/Ha)

En este caso se afecta por el factor de demanda máxima horaria por ser $Q_{mh} = 148.05$ mayor que el caudal máximo diario sumado al caudal contra incendio.

ZONAS DE PRESION



AREAS DE INFLUENCIA



7.1 CALCULO DE LOS CAUDALES EN LOS NUDOS

Por el método de áreas de influencia:

PRIMERA ZONA DE PRESION

CUADRO N° 5.6

Nudo	Area (m ²)	Area (Ha)	Densidad (Hab/Ha)	Caudal (l/s)
1				
2	39,181	3.91	157.92	2.32
3	40,700	4.07	157.92	2.41
4	99,641	9.96	157.92	5.90
5	102,005	10.20	157.92	6.04
6	79,712	7.97	157.92	4.72
7	116,529	11.65	157.92	6.90
8	96,936	9.69	157.92	5.74
9	160,270	16.02	157.92	9.49
10	40,363	4.03	157.92	2.39
11	55,900	5.59	157.92	3.31
12	61,642	6.16	157.92	3.65
13	40,532	4.05	157.92	2.40
14	33,776	3.37	157.92	2.00
TOTAL	967,194	96.71	157.92	57.27

SEGUNDA ZONA DE PRESION

CUADRO N° 5.7

Nudo	Area (m ²)	Area (Ha)	Densidad (Hab/Ha)	Caudal (l/s)
1	82,921	8.29	157.92	4.91
2	110,618	11.06	157.92	6.55
3	185,265	18.52	157.92	10.97
4	91,872	9.18	157.92	5.44
5	53,198	5.31	157.92	3.15
6	168,883	16.88	157.92	10.00
7	147,435	14.74	157.92	8.73
8	165,336	16.53	157.92	9.79
9	54,887	5.48	157.92	3.25
10	63,669	6.36	157.92	3.77
11	23,981	2.39	157.92	1.42
12	65,695	6.56	157.92	3.89
13	113,151	11.31	157.92	6.70
14	206,206	20.62	157.92	12.21
TOTAL	1'533,122	153.31	157.92	90.78

7.2 DISEÑO HIDRAULICO

INGRESO DE DATOS

TITLE CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA N° 1
 NO. OF PIPES 19
 NO. OF NODES 16
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC
1	100	1	61	350	140
2	1	2	550	250	140
3	1	3	255	300	140
4	3	8	710	100	140
5	8	7	600	100	140
6	6	7	435	100	140
7	2	6	475	150	140
8	9	8	490	100	140
9	10	9	590	150	140
10	3	10	320	150	140
11	3	5	350	250	140
12	2	4	645	250	140
13	4	5	400	250	140
14	4	11	675	150	140
15	11	12	505	100	140
16	13	12	155	100	140
17	14	13	475	100	140
18	11	14	110	100	140
19	5	15	485	300	140

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)
1		0,00	95,50
2		-2,32	90,00
3		-2,41	95,30
4		-5,90	58,10
5		-6,04	75,50
6		-4,72	57,50
7		-6,90	56,80
8		-5,74	69,00
9		-9,49	93,00
10		-2,39	89,80
11		-3,31	58,50
12		-3,65	79,90
13		-2,40	66,70
14		-2,00	69,55
15		-90,78	61,80
100			105,00

NODE NO.	NODE HEAD
100	112,8

INGRESO DE DATOS

TITLE CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA Nº 2
 NO. OF PIPES 17
 NO. OF NODES : 15
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC
1	200	1	2	300	140
2	1	2	255	250	140
3	2	3	325	200	140
4	1	14	425	250	140
5	14	8	200	200	140
6	8	7	430	100	140
7	6	7	270	100	140
8	3	6	210	100	140
9	3	4	420	100	140
10	5	4	375	100	140
11	2	5	390	150	140
12	8	9	540	100	140
13	9	10	265	100	140
14	11	10	300	100	140
15	12	11	470	100	140
16	13	12	315	150	140
17	14	13	565	200	140

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)
1		-4,91	61,80
2		-6,55	63,20
3		-10,97	38,50
4		-5,44	48,90
5		-3,15	68,80
6		-10,00	30,50
7		-8,73	31,20
8		-9,79	32,50
9		-3,25	37,50
10		-3,77	36,20
11		-1,42	69,55
12		-3,89	56,50
13		-6,70	58,10
14		-12,21	39,50
200			62,80

NODE NO.	NODE HEAD
200 -	85,80

RESULTADOS (CON Qmh)

TITLE : CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA N° 1
 NO. OF PIPES : 19
 NO. OF NODES : 16
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEDALOSS (M/KM)	(M)
1	100	1	61	350	140	148,05	1,54	5,53	0,34
2	1	2	550	250	140	59,84	1,22	5,32	2,93
3	1	3	255	300	140	88,21	1,25	4,49	3,39
4	3	8	710	100	140	5,03	0,64	4,73	3,36
5	8	7	600	100	140	1,03	0,13	0,25	0,15
6	6	7	435	100	140	5,87	0,75	6,30	2,74
7	2	6	475	150	140	10,59	0,60	2,60	1,24
8	9	8	490	100	140	1,74	0,22	0,66	0,32
9	10	9	590	150	140	11,23	0,64	2,90	1,71
10	3	10	320	150	140	13,62	0,77	4,14	1,33
11	3	5	350	250	140	67,16	1,37	6,59	2,31
12	2	4	645	250	140	46,92	0,96	3,40	2,19
13	4	5	400	250	140	29,66	0,60	1,45	0,58
14	4	11	675	150	140	11,36	0,64	2,96	2,00
15	11	12	505	100	140	3,39	0,43	2,27	1,15
16	13	12	155	100	140	0,26	0,03	0,02	0,00
17	14	13	475	100	140	2,66	0,34	1,46	0,69
18	11	14	110	100	140	4,66	0,59	4,11	0,45
19	5	15	485	300	140	90,78	1,28	4,74	2,30

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	HGL (M)	PRESSRE (M)
1		0,00	95,50	112,46	16,96
2		-2,32	90,00	109,54	19,54
3		-2,41	95,30	109,07	13,77
4		-5,90	58,10	107,35	49,25
5		-6,04	75,50	106,76	31,26
6		-4,72	57,50	108,30	50,80
7		-6,90	56,80	105,56	48,76
8		-5,74	69,00	105,71	36,71
9		-9,49	93,00	106,04	13,04
10		-2,39	89,80	107,75	17,95
11		-3,31	58,50	105,35	46,85
12		-3,65	79,90	104,20	24,30
13		-2,40	66,70	104,20	37,50
14		-2,00	69,55	104,89	35,34
15		-90,78	61,80	104,47	42,67
100 R		148,05	105,00	112,80	7,80

RESULTADOS (CON Qmh)

TITLE : CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA N° 2
 NO. OF PIPES : 17
 NO. OF NODES : 15
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEDALOSS (M/KM)	(M)
1	200	1	2	300	140	90,78	1,28	4,74	0,01
2	1	2	255	250	140	37,43	0,76	2,24	0,57
3	2	3	325	200	140	24,30	0,77	2,98	0,97
4	1	14	425	250	140	48,40	0,99	3,60	1,53
5	14	8	200	200	140	21,78	0,69	2,43	0,49
6	8	7	430	100	140	7,37	0,94	9,58	4,12
7	6	7	270	100	140	1,36	0,17	0,42	0,11
8	3	6	210	100	140	11,36	1,45	21,35	4,48
9	3	4	420	100	140	1,97	0,25	0,83	0,35
10	5	4	375	100	140	3,47	0,44	2,38	0,89
11	2	5	390	150	140	6,62	0,37	1,09	0,43
12	8	9	540	100	140	4,63	0,59	4,05	2,19
13	9	10	265	100	140	1,38	0,18	0,43	0,11
14	11	10	300	100	140	2,39	0,30	1,20	0,36
15	12	11	470	100	140	3,81	0,49	2,83	1,33
16	13	12	315	150	140	7,70	0,44	1,44	0,46
17	14	13	565	200	140	14,40	0,46	1,13	0,64

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	HGL (M)	PRESSRE (M)
1		-4,91	61,80	85,79	23,99
2		-6,55	63,20	85,22	22,02
3		-10,97	38,50	84,25	45,75
4		-5,44	48,90	83,90	35,00
5		-3,15	68,80	84,79	15,99
6		-10,00	30,50	79,77	49,27
7		-8,73	31,20	79,65	48,45
8		-9,79	32,50	83,78	51,28
9		-3,25	37,50	81,59	44,09
10		-3,77	36,20	81,48	45,28
11		-1,42	69,55	81,84	12,29
12		-3,89	56,50	83,17	26,67
13		-6,70	58,10	83,62	25,52
14		-12,21	39,50	84,26	44,76
200 R		90,78	62,80	85,80	23,00

RESULTADOS (CON Qmin.)

TITLE : CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA N° 1
 NO. OF PIPES : 19
 NO. OF NODES : 16
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEDALOSS (M/KM)	(M)
1	100	1	61	350	140	22,21	0,23	0,17	0,01
2	1	2	550	250	140	8,98	0,18	0,16	0,09
3	1	3	255	300	140	13,23	0,19	0,13	0,10
4	3	8	710	100	140	0,75	0,10	0,14	0,10
5	8	7	600	100	140	0,15	0,02	0,01	0,00
6	6	7	435	100	140	0,88	0,11	0,19	0,08
7	2	6	475	150	140	1,59	0,09	0,08	0,04
8	9	8	490	100	140	0,26	0,03	0,02	0,01
9	10	9	590	150	140	1,68	0,10	0,09	0,05
10	3	10	320	150	140	2,04	0,12	0,12	0,04
11	3	5	350	250	140	10,07	0,21	0,20	0,07
12	2	4	645	250	140	7,04	0,14	0,10	0,07
13	4	5	400	250	140	4,45	0,09	0,04	0,02
14	4	11	675	150	140	1,70	0,10	0,09	0,06
15	11	12	505	100	140	0,51	0,06	0,07	0,03
16	13	12	155	100	140	0,04	0,00	0,00	0,00
17	14	13	475	100	140	0,40	0,05	0,04	0,02
18	11	14	110	100	140	0,70	0,09	0,12	0,01
19	5	15	485	300	140	13,62	0,19	0,14	0,07

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	HGL (M)	PRESSRE (M)
1		0,000	95,50	112,79	17,29
2		-0,348	90,00	112,70	22,70
3		-0,362	95,30	112,69	17,39
4		-0,885	58,10	112,64	54,54
5		-0,906	75,50	112,62	37,12
6		-0,708	57,50	112,67	55,17
7		-1,035	56,80	112,58	55,78
8		-0,861	69,00	112,59	43,59
9		-1,424	93,00	112,60	19,60
10		-0,359	89,80	112,65	22,85
11		-0,497	58,50	112,58	54,08
12		-0,548	79,90	112,54	32,64
13		-0,360	66,70	112,54	45,84
14		-0,300	69,55	112,56	43,01
15		-13,617	61,80	112,55	50,75
100 R		22,208	105,00	112,80	7,80

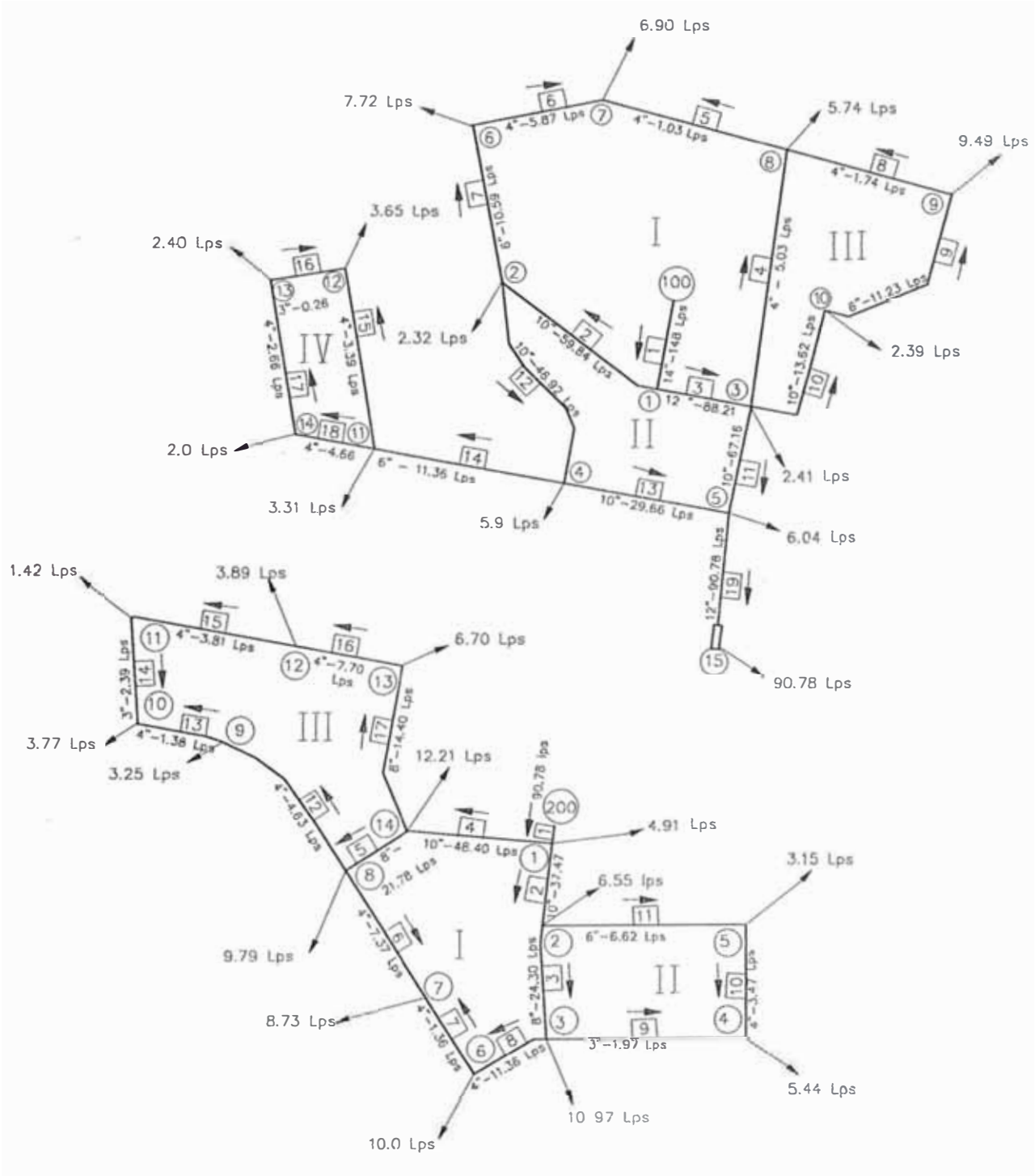
RESULTADOS (CON Qmin.)

TITLE : CALCULO HIDRAULICO DE RED DE AGUA ZONA N° 2
 NO. OF PIPES : 17
 NO. OF NODES : 15
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/km : 10
 MAX UNBAL (LPS) : 0,001

PIPE NO.	FROM NODE	TO NODE	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEDALOSS (M/KM)	(M)
1	200	1	2	300	140	13,62	0,19	0,14	0,00
2	1	2	255	250	140	5,61	0,11	0,07	0,02
3	2	3	325	200	140	3,65	0,12	0,09	0,03
4	1	14	425	250	140	7,26	0,15	0,11	0,05
5	14	8	200	200	140	3,27	0,10	0,07	0,01
6	8	7	430	100	140	1,11	0,14	0,29	0,12
7	6	7	270	100	140	0,20	0,03	0,01	0,00
8	3	6	210	100	140	1,70	0,22	0,64	0,13
9	3	4	420	100	140	0,30	0,04	0,02	0,01
10	5	4	375	100	140	0,52	0,07	0,07	0,03
11	2	5	390	150	140	0,99	0,06	0,03	0,01
12	8	9	540	100	140	0,69	0,09	0,12	0,07
13	9	10	265	100	140	0,21	0,03	0,01	0,00
14	11	10	300	100	140	0,36	0,05	0,04	0,01
15	12	11	470	100	140	0,57	0,07	0,08	0,04
16	13	12	315	150	140	1,16	0,07	0,04	0,01
17	14	13	565	200	140	2,16	0,07	0,03	0,02

NODE NO.	FIX	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	HGL (M)	PRESSRE (M)
1		-0,737	61,80	85,80	24,00
2		-0,983	63,20	85,78	22,58
3		-1,646	38,50	85,75	47,25
4		-0,816	48,90	85,74	36,84
5		-0,473	68,80	85,77	16,97
6		-1,500	30,50	85,62	55,12
7		-1,310	31,20	85,62	54,42
8		-1,469	32,50	85,74	53,24
9		-0,488	37,50	85,67	48,17
10		-0,566	36,20	85,67	49,47
11		-0,213	69,55	85,68	16,13
12		-0,584	56,50	85,72	29,22
13		-1,005	58,10	85,73	27,63
14		-1,832	39,50	85,75	46,25
200 R		13,617	62,80	85,80	23,00

MALLADO PARA CALCULO HIDRAULICO



Para el Cálculo Hidráulico se usan programas computarizados basados en el método iterativo de Hardy-Cross, usando las fórmulas de Hazensy Williams y las leyes de continuidad de caudales en cada nudo.

La Red se diseña con el caudal de máximo consumo y el de Mínimo consumo.

El diseño con el caudal máximo horario nos permite verificar las presiones mínimas.

El diseño con el caudal mínimo nos permite verificar las presiones máximas.

Para el caudal mínimo se considera el 15% del caudal de diseño (Qmh) 22.207 l/s o el 50% del caudal promedio 53.4 l/s . Para el diseño se utiliza el mas desfavorable que el 15% Qmh

Debido a las condiciones topográficas es necesario separar el sistema en dos zonas de presión.

La primera zona de presión está en la parte alta tiene 4 mallas y la segunda zona de presión en la parte baja con 3 mallas. Se instalará una cámara reductora de presión en la interconexión de la primera zona con la segunda. La cámara reduce la presión de 46.67 m a 23 m para la parte baja.

CAPITULO VI

SISTEMA DE ALCANTARILLADO

1 CONCEPTOS GENERALES DE DISEÑO

1.1- ALCANTARILLADO DE SERVICIO LOCAL (Colectores secundarios)

Constituido por tuberías que reciben conexiones prediales, el diámetro mínimo por exigencias reglamentarias será de 8" y el máximo 10" según planos estos diámetros deberían garantizar holgadamente la evacuación o conducción de las aguas servidas a las áreas de influencia correspondiente a cada caso ya que inclusive con las pendientes mínimas usadas de 5% y 22%.

La capacidad de conducción es 19.71 l/s y 24.17 l/s respectivamente.

Las fórmulas de diseño o comprobación de la capacidad de conducción son las de Ganguillet y Kutter con flujos a 3/4 de sección con $n=0.13$ para tubería de concreto.

1.2- COLECTORES PRIMARIOS

Son los constituidos por tuberías que reciben los desagües de áreas servidas por el alcantarillado de servicio local (el presente proyecto contempla dos colectores de 12" y 14" de diámetro con pendientes mínimas de 2.5 y 2.0% que garantizan la capacidad instalada (Qmh)

1.3- EMISORES

Serán los constituidos por las líneas conductoras de las aguas servidas provenientes de los colectores primarios.

En el presente proyecto se contempla que los emisores existentes conducirán finalmente las agua servidas a la planta de tratamiento (lagunas de oxidación).

1.4- CAMARAS DE INSPECCION

Definición general que se da a los buzones, buzonetas y cámaras especiales de desagüe. Estructura hidráulica que se utiliza para dar mantenimiento a los colectores y asegure un buen funcionamiento.

2 ASPECTOS TECNICOS

2.1- CAUDAL DE CONTRIBUCION

El caudal de diseño para el sistema de alcantarillado es el caudal que contribuye la población luego de hacer uso del agua. Se considera una contribución del 80% a 90% del caudal máximo horario.

2.2- LIMITES DE VELOCIDAD

Las velocidades límites a considerar son aquellas donde la velocidad mínima no produzca sedimentación en la tubería la cual es de 0.6 m/s y la velocidad máxima es aquella que no ocasione corrosión en la tubería, esta velocidad es de 3 m/s.

2.3- TIRANTES DE DISEÑO

Para mantener una adecuada aeración no se permite que las tuberías trabajen a tubo lleno y se recomienda que trabajen como máximo a 3/4 de diámetro.

2.4- PENDIENTES

Pendiente mínima: es aquella que produce que el agua residual circule con una velocidad de 0.6 m/s.

Pendiente máxima: es aquella que ocasiona una velocidad de 3 m/s.

Pendiente de arranque: En los 300 mt. iniciales se debe considerar una pendiente mínima de 8% en caso de no cumplir la velocidad debido al poco caudal que circula.

Pendiente mínima: en colectores secundarios es de 5% y 2.2% y la capacidad de conducción es 19.71 y 24.17 l/s.

Para las conexiones domiciliarias se usará una pendiente mínima de 1.5%.

2.5- DIAMETRO MINIMOS

Para las conexiones domiciliarias se considerará como mínimo tuberías de diámetro 6"

Para colectores secundarios se considerará un diámetro mínimo de 8".

2.6- CALCULO HIDRAULICO

Para comprobar el correcto funcionamiento del sistema de alcantarillado es necesario realizar el cálculo hidráulico. Para eso se usan las siguientes fórmulas:

a). Fórmula de Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{0.000155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{(23 + 0.000155)(n)}{S} \sqrt{R_n}}$$

Donde:

C = Coeficientes de Rugosidad

n = Constante de rugosidad.

S = Pendiente

Rh = Radio Hidráulico (Area mojada/perímetro mojado).

b). Fórmula de Manning.

$$V = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coef. Rugosidad. (0.013)

Rn = Radio Hidráulico (m)

S = Gradiente (m/m)

Fórmula de Chezy :

$$V = C \sqrt{R_h \times S}$$

Donde:

V = Velocidad de flujo (m/s)

C = Coeficiente de Chezy (depende del material de tubería).

R_h = Radio Hidráulico (m).

S = Pendiente (m/m)

d). Relaciones Hidráulicas

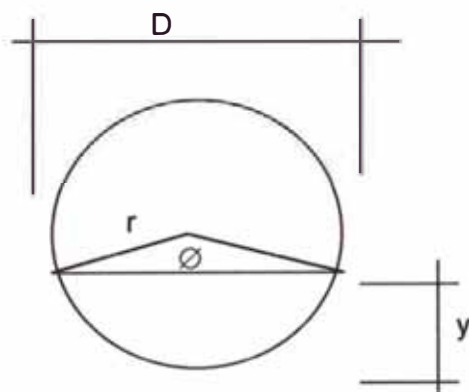
$$Q = V \times A$$

Donde: V = velocidad de flujo (m/s)

A = Area de la sección (m²)

Q = Caudal de paso (m³/s)

Tirantes:



Donde :

A_m = Area mojada

P_m = Perímetro mojado

R_h = Radio hidráulico

D = Diámetro

θ = Angulo

$$a) \quad y > r = \frac{D}{2} \quad Y = \frac{d}{2} [1 + \cos(180 - \frac{\theta}{2})]$$

$$Am = \frac{(\theta - \text{sen } \theta) \sqrt{r}}{2}$$

$$Pm = r\theta$$

$$Rn = \frac{(1 - \text{sen } \theta) \sqrt{r}}{\theta}$$

$$b) \quad y < r = \frac{D}{2} \quad y = D \frac{(1 - \cos\theta)}{2}$$

$$Am = \frac{(\theta - \text{sen}\theta) \sqrt{r}}{2}$$

$$Pm = r\theta$$

$$Rh = \frac{(1 - \text{Sen}\theta) \sqrt{r}}{\theta}$$

Consideraciones técnicas para el cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico de las tuberías de alcantarillado, se hará utilizando fórmulas racionales como la de Ganguillet Kuter, con los coeficientes de rugosidad de Mannig establecidos para cada tipo de material, según el cuadro siguientes:

CUADRO N° 6.1

Tubería	Coficiente
Concreto, Cemento liso	0.013
Policloruro de Vinilo (PVC)	0.010
Fibro Cemento	0.010
Arcilla Vitrificada	0.010
Fierro Fundido	0.013
Acero	0.015

La contribución que se utiliza en el análisis, se determinará por el cálculo de área drenada (área contribuyente) o longitud de tubería contribuyente.

Las tuberías deberán ser diseñadas para la conducción de los caudales máximos de desagües, equivalente al 80% del caudal máximo horario de agua potable, con una altura de flujo del 75% del diámetro de la tubería. En ningún caso trabajarán a presión.

Las tuberías se diseñarán manteniendo velocidades de flujo mínimas de 0.60 m/seg., para evitar la sedimentación por poca velocidad de arrastre. Para evitar la erosión por velocidades excesivas, la velocidad máxima debe limitarse a 3.00 m/seg. en el caso de tuberías de concreto, asbesto, transportando el caudal de diseño.

De no conseguirse condiciones de flujo favorables debido al pequeño caudal evacuado, en los 300 m. iniciales de cada colector, se deberá mantener una pendiente mínima de ocho por mil (8%).

2.7- CONSTANTES DE RUGOSIDAD

Se consideraran los valores indicados en el cuadro anterior

2.8- DATOS DE CAMPO PARA EL DISEÑO

Para iniciar el diseño es necesario tener:

Los planos con curvas de nivel de metro a metro a escala de 1/2000 referidos a un Bench Mark del ING.

Plano de lotización y Manzaneo.

Plano de Expansión Urbana.

Plano de Clasificación del tipo de suelo.

2.9- CONFORMACION Y LIMITES

Las líneas de alcantarillado están constituidas por todos lo colectores, tanto principales como secundarios y conexiones domiciliarias; cámaras de inspección y estaciones de bombeo.

Los colectores se proyectarán previendo la contribución de las áreas de drenaje vecinas. Al efecto, en el diseño del diámetro de los colectores, se considerará la capacidad adicional de esas áreas de drenaje.

El diámetro mínimo de los colectores será de 200 mm (8"), tanto en habilitaciones de uso de vivienda como de uso industrial.

Excepcionalmente y sólo en habilitaciones de uso de vivienda, podrán utilizarse colectores de 150 mm (6") de diámetro; siempre y cuando su necesidad se sustente en mejores condiciones hidráulicas de funcionamiento o por su ubicación en zonas

accidentadas con calles angostas, pero de fuertes pendientes. en todos los casos, no deberá existir la posibilidad de mal uso de los colectores para la disposición de basuras.

Las conexiones domiciliarias, podrán instalarse en colectores de hasta 350mm (14") de diámetro, siempre y cuando las tuberías no tengan armadura. No está permitido efectuar conexiones domiciliarias a colectores primarios ni emisores, salvo casos excepcionales con aprobación previa.

Los empalmes a colectores existentes de 400mm (16") de diámetro y mayores, se harán hacia un buzón; no permitiéndose insertar nuevos buzones cortando la tubería existente. En caso de que el ángulo de ingreso de la tubería de empalme, sea interferido por la magnitud de las tuberías existentes que entran o salen del buzón se deberán diseñar cámaras especiales para el empalme.

Los colectores se proyectarán en tramos rectos entre cámaras de inspección. No se permitirán tramos curvos.

Los colectores adyacentes a almacenamientos como reservorios y cisternas, tendrán la suficiente capacidad para poder evacuar los caudales de limpia y/o rebose de esos almacenamientos.

2.10- CAMARAS DE INSPECCION

Se proyectarán cámaras de inspección en:

- El inicio de los tramos de arranque
- Empalmes de colectores
- Cambios de dirección
- Cambios de pendientes
- Cambios de diámetro
- Cambios de material
- Lugares donde sea necesario por razones de inspección y limpieza.

La separación máxima entre cámaras de inspección será para tuberías de:

- 150mm (6") de diámetro	60 m.
- 200mm (8") de diámetro	80 m.
- 250mm (10") de diámetro	100 m.
- Diámetros mayores	150 m.

Las cámaras de inspección podrán ser:

a). Buzonetas, que se utilizarán sólo en vías peatonales, cuando la profundidad sea tal, que no permita recubrimiento de 1.00m. sobre la clave del tubo. Se proyectarán sólo para colectores de 200mm (8") de diámetro y en los casos excepcionales de colectores de 150mm (6") de diámetro.

b). Buzón de tipo I, II y III, cuando la profundidad sea tal, que permita recubrimiento mínimo de 1.00 m. sobre la clave del tubo.

c). Cámaras especiales de desagüe, cuando la magnitud de las tuberías y/o cambios de dirección, no permitan proyectar buzones.

En los puntos de cambio de diámetro de las tuberías, debido a variaciones de pendiente o aumentos de caudal, las cámaras de inspección se proyectarán de manera que las tuberías coincidan: en la clave, cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

Para tuberías menores de 400mm (16") de diámetro; si el diámetro inmediato aguas abajo, por mayor pendiente puede llevar el mismo caudal en menor diámetro, no se usará este menor diámetro; debiendo emplearse el mismo tipo del tramo de aguas arriba.

La disposición final de los desagües podrá ser a un colector principal o a un emisor, o a través de una planta de tratamiento convencional o no convencional.

3 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

3.1- CALCULO DEL CAUDAL DE CONTRIBUCION

$$\text{Población} = 6,580 \text{ lotes} \times 6 \text{ hab/lote} = 39,480 \text{ hab.}$$

$$\text{Dotación} = 180 \text{ l/hab/día}$$

$$Q_{\text{promedio}} = 82.25 \text{ l/s}$$

$$K_{\text{md}} = 1.3$$

$$K_{\text{mh}} = 1.8$$

$$Q_{\text{mh}} = 148.05$$

Se considera un porcentaje de contribución del 90%

$$Q_{\text{diseño}} = 148.05 \times 0.9$$

$$Q_{\text{diseño}} = 133.245 \text{ l/s}$$

3.2- CALCULO DEL COEFICIENTE DE CONTRIBUCION (l/s/100m.)

Se proyecta una red de alcantarillado con capacidad de aceptar conexiones domiciliarias ($\phi \leq 14''$) de 60,469m y 1345m. de tubería que viene a ser el Emisor que tiene diámetro d 12", 14" y 16".

Por lo tanto la longitud total de la red es de 61814 m. de los cuales solo 60,469 m. se considera para el cálculo del coeficiente de contribución.

$$C = \frac{133.245}{60,649} = 0.0022 \text{ l/s/m}$$

$$C = 0.22 \text{ l/s/100m}$$

3.3- CALCULO HIDRAULICO

Programa de computación para el Cálculo Hidráulico.

En Lenguaje QBasic

```
1  REM "PROGRAMA CALCULO HIDRAULICO-ALCANTARILLADO"
10  CLS
20  IT=10: N=.013: PI=3.1416
30  INPUT "CAUDAL DISEÑO (LPS) : ";Q:Q=Q/100
40  INPUT "DIAMETRO (PULG) : ";D:D=D*0.254
50  INPUT "PENDIENTE (M/KM) : ";S:S=S/1000
70  K = q * N/S^.5
80  PO = PI * D
90  RO = AO / PO
100 QO = AO * (RO^(2/3)) * S^.5/N
110 VO = QO / AO
120 PRINT "CAUDAL TUBO LLENO (LPS) : ";QP*1000
130 PRINT "VELOCIDAD TUBO LLENO (MPS): ";VO
140 IF Q>QO THEN 380
150 RQ = Q/QO
160 IF RQ < .5 THEN TETA = 0 ELSE TETA = 180
170 TETA = TETA + IT
180 QC = 0
190 WHILE ABS(CQ-QC) * 1000 > .001
200 AC = D * (D/4) * ( PI*TETA/360 - SIN(TETA*PI/180)/2 )
210 PC = PI * D * TETA = 360
220 RC = AC/PC
230 QC = AC * (PC^(2/3)) * S^.5/N
290 IF Q>QC THEN TETA=TETA+IT ELSE M=IT:IT=IT/10: TETA=TETA-M+IT
300 END
310 V = QC/AC : TIRANTE = D/2*(1 - COS(TETA*PI/180)/2)
320 PRINT "DIAMETRO : "; D/0.0254; "PULG"; D; "M"
```

```
330 PRINT "CAUDAL TUBO LLENO (LPS) : ";QO*1000
340 PRINT "VELOC. TUBO LLENO (MPS) : ";VO
345 PRINT "CAUDAL DISEÑO (LPS) : ";Q*1000
347 PRINT "PENDIENTE (M/KM) : ";S*1000
350 PRINT "TIRANTE (MT) : ";TIRANTE
360 PRINT "TIRANTE/DIAM (%) : ";TIRANTE/D*100
370 PRINT "VELOC. DISEÑO (MPS) : ";V:GOTO400
400 PRINT "DESEA CONTINUAR (1/0) : ";L
410 IF L=1 GOTO 10
420 END
```

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 19	23	20	88.50	77.90		53		0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.14	18.87	5	77.60	76.60
CALLE 6	18	19	88.50	83.10	5.40	52	103.85	0.22	0.114	-	0.114	200	0.000	0.38	103.85	5	87.20	81.80
	19	20	83.10	77.90	5.20	53	98.11	0.22	0.117	0.230	0.347	200	0.347	0.45	98.11	6	81.80	76.60
CALLE 19	20	17	77.90	77.10	0.80	50	16.00	0.22	0.110	0.344	0.454	200	0.454	0.29	16.00	7	76.60	75.80
CALLE 3	15	16	89.30	81.10	8.20	52	157.69	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.41	157.69	5	88.00	79.80
	16	17	81.10	77.10	4.00	53	75.47	0.22	0.117	0.114	0.231	200	0.231	0.36	75.47	6	79.80	75.80
CALLE 19	17	14	77.10	74.25	2.85	52	54.81	0.22	0.114	0.684	0.798	200	0.798	0.51	61.54	7	75.80	72.60
CALLE 2	12	13	85.05	80.10	4.95	50	99.00	0.22	0.110	0.798	0.908	200	0.908	0.72	183.00	6	87.70	78.55
	13	14	80.10	74.25	5.85	54	108.33	0.22	0.119	0.908	1.027	200	1.027	0.60	102.78	6	78.55	73.00
CALLE 19	14	11	74.25	72.00	2.25	53	42.45	0.22	0.117	1.026	1.143	200	1.143	0.54	43.40	8	72.60	70.30
CALLE 1	9	10	79.90	75.20	4.70	73	64.38	0.22	0.161	-	0.161	200	0.161	0.51	64.38	7	78.60	73.90
	10	11	75.20	72.00	3.20	29	110.34	0.22	0.064	0.161	0.225	200	0.225	0.42	110.34	9	73.90	70.70
CALLE 19	11	BE-5	72.00	65.80	6.20	85	72.94	0.22	0.187	1.367	1.554	200	1.554	0.80	71.76	10	70.30	64.20
CALLE 18	36	31	75.60	73.40	2.20	51	43.14	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.28	42.16	5	74.30	72.15
CALLE 5	43	44	79.46	75.00	4.46	53	84.15	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.35	84.91	5	78.20	73.70
CALLE 11	44	31	75.00	73.40	1.60	55	29.09	0.22	0.121	0.116	0.237	200	0.237	0.20	28.18	5	73.70	72.15
CALLE 18	31	32	73.40	71.35	2.05	52	39.42	0.22	0.114	0.349	0.463	200	0.463	0.38	40.38	8	72.15	70.05
CALLE 3	49	40	77.30	73.50	3.80	54	70.37	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.35	78.70	4	76.00	71.75
	40	32	73.50	71.35	2.15	55	39.09	0.22	0.121	0.118	0.239	200	0.239	0.26	30.91	5	71.75	70.05
CALLE 18	32	33	71.35	69.30	2.05	53	38.68	0.22	0.117	0.702	0.819	200	0.819	0.52	50.94	13	70.05	67.35
	33	34	69.30	66.70	2.60	52	50.00	0.22	0.114	0.818	0.932	200	0.932	0.87	41.35	14	67.35	65.20
	34	BE-6	66.70	60.80	5.90	79	74.68	0.22	0.174	0.932	1.106	200	1.106	0.70	71.52	15	65.20	59.55
CALL 16	40	41	73.50	77.00	-3.50	52	-67.31	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.31	67.31	4	72.20	68.70
	41	42	77.00	67.50	9.50	52	182.69	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.31	51.92	5	68.70	66.00
CALLE 1	42	52	63.50	65.90	-2.40	38	-63.16	0.22	0.084	0.228	0.312	200	0.312	0.30	36.84	6	66.00	64.60

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 15	49	51	77.30	67.50	9.80	76	128.95	0.22	0.167	-	0.167	200	0.167	0.46	127.63	4	76.00	66.30
	51	52	67.50	65.90	1.60	28	57.14	0.22	0.062	0.167	0.229	200	0.229	0.32	60.71	5	66.30	64.60
CALLE 1	52	BE-7	65.90	60.40	5.50	50	110.00	0.22	0.110	0.541	0.651	200	0.651	0.56	116.00	8	64.60	58.80
CALLE 9	21	22	86.60	82.95	3.65	52	70.19	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.32	71.15	4	85.30	81.60
	22	23	82.95	77.60	5.35	52	102.88	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.38	88.46	5	81.60	77.00
CALLE 19	26	23	79.90	78.90	1.00	54	18.52	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.25	29.63	4	78.60	77.00
CALLE 9	23	36	78.90	75.60	3.30	55	60.00	0.22	0.121	0.347	0.468	200	0.468	0.43	63.64	22	77.00	73.50
	45	92	80.00	76.70	3.30	53	62.26	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.35	62.26	5	78.70	75.40
CALLE 17	93	92	81.20	76.70	4.50	54	83.33	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.38	85.19	4	80.00	75.40
CALLE 9	92	36	76.70	75.60	1.10	55	20.00	0.22	0.121	0.236	0.357	200	0.357	0.32	34.55	28	75.40	73.50
CALLE 18	36	37	75.60	75.05	0.55	53	10.38	0.22	0.117	0.357	0.474	200	0.474	0.40	9.43	30	73.50	73.00
	37	38	75.05	74.55	0.50	53	9.43	0.22	0.117	0.942	1.059	200	1.059	0.66	9.43	30	73.00	72.50
CALLE 17	93	94	81.20	79.50	1.70	52	32.69	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.22	32.69	5	80.00	78.30
CALLE 12	94	38	79.50	74.55	4.95	55	90.00	0.22	0.121	0.114	0.235	200	0.235	0.41	105.45	6	78.30	72.50
CALLE 18	38	39	74.55	69.80	4.75	63	75.40	0.22	0.139	1.294	1.433	200	1.433	0.72	63.49	20	72.50	68.50
	39	91	69.80	70.55	-0.75	35	-21.43	0.22	0.077	1.428	1.505	200	1.505	0.47	7.71	38	68.50	68.23
CALLE 11	24	25	25.60	82.50	-56.90	52	-1094.23	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.29	60.58	4	84.30	81.15
	25	26	82.50	79.90	2.60	52	50.00	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.31	58.65	8	81.15	78.10
CALLE 19	26	29	79.90	77.50	2.40	50	48.00	0.22	0.110	0.228	0.338	200	0.338	0.39	44.00	10	78.10	75.90
CALLE 12	27	28	82.50	81.30	1.20	54	22.22	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.21	23.15	6	81.20	79.95
	28	29	81.30	77.50	3.80	50	76.00	0.22	0.110	0.119	0.229	200	0.229	0.37	81.00	5	79.95	75.90
CALLE 19	29	30	77.50	74.50	3.00	55	54.55	0.22	0.121	0.567	0.688	200	0.688	0.45	49.09	10	75.90	73.20
	30	90	74.50	79.10	-4.60	50	-92.00	0.22	0.110	0.688	0.798	200	0.798	0.32	10.00	17	73.20	72.70
CALLE 13	90	91	74.10	70.55	3.55	54	65.74	0.22	0.119	0.798	0.917	200	0.917	0.59	82.78	12	72.70	68.23
CALLE 18	91	115	70.55	70.55	0.00	31	0.00	0.22	0.068	0.922	0.990	200	0.990	0.60	7.74	45	68.23	67.99

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 18	115	119	70.55	70.30	0.25	38	6.58	0.22	0.084	2.490	2.574	200	2.574	0.60	7.63	49	67.99	67.70
	119	127	70.30	67.15	3.15	59	53.39	0.22	0.130	2.574	2.704	200	2.704	0.84	32.20	40	67.70	65.80
	127	102	67.15	60.55	6.60	50	132.00	0.22	0.110	2.704	2.814	200	2.814	1.17	132.00	30	65.80	59.20
	102	103	60.55	54.90	5.65	48	117.71	0.22	0.106	2.814	2.920	200	2.920	1.09	116.67	32	59.20	53.60
CALLE 91	126	132	68.50	66.30	2.20	54	40.74	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.28	44.44	6	67.20	64.80
	132	133	66.30	63.60	2.70	36	75.00	0.22	0.079	0.119	0.198	200	0.198	0.37	77.78	5	64.80	62.00
CALLE 90	133	101	63.60	63.10	0.50	10	50.00	0.22	0.022	0.198	0.220	200	0.220	0.39	80.00	5	62.00	61.20
	101	103	63.10	54.90	8.20	48	170.83	0.22	0.106	0.220	0.326	200	0.326	0.52	158.33	7	61.20	53.60
CALLE 18	103	136	54.90	48.60	6.30	67	94.03	0.22	0.147	3.250	3.397	200	3.397	1.16	95.52	30	53.60	47.20
	136	139	48.60	36.20	12.40	61	203.28	0.22	0.134	3.470	3.604	200	3.604	1.50	221.31	20	47.20	33.70
CALLE 4	64	65	81.50	70.70	10.80	60	180.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.50	188.33	6	80.20	68.90
	65	74	70.70	62.80	7.90	48	164.58	0.22	0.106	0.132	0.238	200	0.238	0.52	154.17	7	68.90	61.50
AV. PRINCIPAL	74	75	62.80	58.50	4.30	50	86.00	0.22	0.110	0.238	0.348	200	0.348	0.45	92.00	10	61.50	56.90
CALLE 7	78	79	76.10	68.50	7.60	54	140.74	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.40	141.67	7	74.85	67.20
	79	75	68.50	58.50	10.00	54	185.19	0.22	0.119	0.119	0.238	200	0.238	0.58	185.19	6	67.20	57.20
AV. PRINCIPAL	75	76	58.50	55.00	3.50	45	77.78	0.22	0.099	0.586	0.685	200	0.685	0.30	75.56	20	57.20	53.80
	76	77	55.00	52.00	3.00	65	46.15	0.22	0.143	0.685	0.828	200	0.828	0.52	52.31	27	53.80	50.40
	78	80	76.10	64.00	12.10	65	186.15	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.49	186.92	4	74.85	62.70
	80	77	64.00	52.00	12.00	64	187.50	0.22	0.141	0.143	0.284	200	0.284	0.55	192.19	4	62.70	50.40
AV. PRINCIPAL	77	84	52.00	48.00	4.00	35	114.29	0.22	0.077	1.112	1.189	200	1.189	0.76	115.71	20	50.40	46.35
CALLE 9	45	81	80.00	71.00	9.00	65	138.46	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.46	138.46	5	78.70	69.70
	81	82	71.00	61.20	9.80	56	175.00	0.22	0.123	0.143	0.266	200	0.266	0.55	182.14	4	69.70	59.50
	82	83	61.20	52.00	9.20	48	191.67	0.22	0.106	0.266	0.372	200	0.372	0.58	183.33	5	59.50	50.70
CALLE 15	45	46	80.00	79.10	0.90	48	18.75	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.20	1556.25	7	78.70	4.00
	46	47	79.10	78.40	0.70	52	13.46	0.22	0.114	0.106	0.220	200	0.220	0.20	20.19	8	77.60	76.55
CALLE12	47	88	78.40	67.50	10.90	48	227.08	0.22	0.106	0.220	0.326	200	0.326	0.60	215.62	4	76.55	66.20

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.	
																			2
1	88	89	67.50	57.50	10.00	40	250.00	0.22	0.088	0.326	0.414	200	0.414	0.60	248.75	6	66.20	56.25	
CALLE 12	89	87	57.50	52.50	5.00	55	90.91	0.22	0.121	0.414	0.535	200	0.535	0.51	91.82	9	56.25	51.20	
AV. V. RAUL	85	86	76.00	64.50	11.50	43	267.44	0.22	0.095	-	0.095	200	0.095	0.27	268.60	4	74.75	63.20	
CALLE 10	86	87	64.50	52.50	12.00	44	272.73	0.22	0.097	0.095	0.192	200	0.192	0.61	272.73	5	63.20	51.20	
AV. V. RAUL	87	83	52.50	52.00	0.50	55	9.09	0.22	0.121	0.727	0.848	200	0.848	0.36	9.09	27	51.20	50.70	
	83	84	52.00	48.00	4.00	32	125.00	0.22	0.070	1.220	1.290	200	1.290	0.82	135.94	15	50.70	46.35	
AV. PRINCIPAL	84	99	48.00	41.05	6.95	90	77.22	0.22	0.198	2.479	2.677	200	2.677	0.87	73.33	40	46.35	39.75	
	99	111	41.05	37.10	3.95	98	40.31	0.22	0.216	2.677	2.893	200	2.893	0.90	40.31	42	39.75	35.80	
CALLE 85	119	114	70.30	62.00	8.30	58	143.10	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.45	120.69	6	67.70	60.70	
CALLE 91	126	118	68.50	65.00	3.50	53	66.04	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.35	71.70	8	67.20	63.40	
	118	114	65.00	62.00	3.00	37	81.08	0.22	0.081	0.117	0.198	200	0.198	0.39	72.97	8	63.40	60.70	
CALLE 85	114	113	62.00	53.00	9.00	78	115.38	0.22	0.172	0.326	0.498	200	0.498	0.57	117.95	10	60.70	51.50	
	113	112	53.00	45.50	7.50	56	133.93	0.22	0.123	0.498	0.621	200	0.621	0.60	133.93	9	51.50	44.00	
	112	111	45.50	37.10	8.40	58	144.83	0.22	0.128	0.621	0.749	200	0.749	0.65	141.38	10	44.00	35.80	
AV. PRINCIPAL	111	115	37.10	37.50	-0.40	52	-7.69	0.22	0.114	3.426	3.540	200	3.540	0.60	5.00	70	35.80	35.54	
CALLE 86	118	117	65.00	55.20	9.80	66	148.48	0.22	0.145	-	0.145	200	0.145	0.47	148.48	7	63.70	53.90	
	117	116	55.20	48.20	7.00	56	125.00	0.22	0.123	0.145	0.268	200	0.268	0.50	130.36	8	53.90	46.60	
	116	115	48.20	37.50	10.70	60	178.33	0.22	0.132	0.268	0.400	200	0.400	0.61	184.33	8	46.60	35.54	
AV. PRINCIPAL	115	123	37.50	37.90	-0.40	52	-7.69	0.22	0.114	3.940	4.054	200	4.054	0.62	5.00	62	35.54	35.28	
CALLE 87	126	125	68.50	66.30	2.20	54	40.74	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.41	146.30	6	67.20	59.30	
	125	124	66.30	53.80	12.50	60	208.33	0.22	0.132	0.119	0.251	200	0.251	0.49	125.83	6	59.30	51.75	
	124	123	53.80	37.90	15.90	54	294.44	0.22	0.119	4.305	4.424	200	4.424	1.78	305.00	20	51.75	35.28	
AV. PRINCIPAL	123	128	37.90	38.00	-0.10	52	-1.92	0.22	0.114	4.424	4.538	200	4.538	0.80	5.00	70	35.28	35.02	
CALLE 88	130	129	62.30	54.00	8.30	68	122.06	0.22	0.150	-	0.150	200	0.150	0.49	125.00	8	61.00	52.50	
	129	128	54.00	38.00	16.00	68	235.29	0.22	0.150	0.149	0.299	200	0.299	0.60	257.06	8	52.50	35.02	
AV. PRINCIPAL	128	133-A	38.00	37.00	1.00	76	13.16	0.22	0.167	4.836	5.003	200	5.003	0.80	5.00	72	35.02	34.64	

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AV. PRINCIPAL	133-A	137	37.00	37.60	-0.60	64	-9.38	0.22	0.141	5.003	5.144	200	5.144	0.60	5.00	73	34.64	34.32
CALLE 89	131	134	62.40	50.10	12.30	68	180.88	0.22	0.150	-	0.150	200	0.150	0.55	189.71	6	61.10	48.20
	134	137	50.10	37.60	12.50	58	215.52	0.22	0.128	0.149	0.277	200	0.277	0.65	239.31	5	48.20	34.32
AV. PRINCIPAL	137	138	37.60	37.60	0.00	54	0.00	0.22	0.119	5.421	5.540	200	5.540	0.72	5.00	76	34.32	34.05
CALLE 91	101	135	63.10	51.60	11.50	56	205.36	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.40	203.57	4	61.70	50.30
	135	138	51.60	37.60	14.00	58	241.38	0.22	0.128	0.123	0.251	200	0.251	0.63	280.17	6	50.30	34.05
AV. PRINCIPAL	138	139	37.60	36.20	1.40	56	25.00	0.22	0.123	5.791	5.914	200	5.914	0.74	6.25	70	34.05	33.70
	139	140	36.20	32.00	4.20	56	75.00	0.22	0.123	9.518	9.641	200	9.641	1.54	53.57	50	33.70	30.70
	140	323	32.00	32.50	-0.50	54	-9.26	0.22	0.119	9.641	9.760	200	9.760	0.85	7.41	90	30.70	30.30
AV. V. RAUL	115	120	70.55	70.00	0.55	60	9.17	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.20	10.00	8	69.25	68.65
	120	121	70.00	67.50	2.50	60	41.67	0.22	0.132	0.132	0.264	200	0.264	0.29	40.83	12	68.65	66.20
	121	122	67.50	55.50	12.00	60	200.00	0.22	0.132	0.264	0.396	200	0.396	0.60	200.00	8	66.20	54.20
	122	317	55.50	48.00	7.50	58	129.31	0.22	0.128	0.396	0.524	200	0.524	0.59	129.31	9	54.20	46.70
CALLE 84	317	318	48.00	46.50	1.50	51	29.41	0.22	0.112	0.524	0.636	200	0.636	0.35	29.41	30	46.70	45.20
	318	319	46.50	42.50	4.00	54	74.07	0.22	0.119	0.636	0.755	200	0.755	0.30	74.07	20	45.20	41.20
CALLE 93	312	319	45.10	42.50	2.60	75	34.67	0.22	0.165	-	0.165	200	0.165	0.26	34.67	7	43.80	41.20
CALLE 84	319	320	42.50	39.30	3.20	54	59.26	0.22	0.119	0.748	0.867	200	0.867	0.77	61.11	17	41.20	37.90
CALLE 94	313	320	44.50	39.30	5.20	80	65.00	0.22	0.176	-	0.176	200	0.176	0.37	65.00	8	43.20	38.00
CALLE 84	320	321	39.30	35.50	3.80	56	67.86	0.22	0.123	1.043	1.166	200	1.166	0.82	67.86	18	38.00	34.20
CALLE 97	314	321	42.80	35.50	7.30	83	87.95	0.22	0.183	-	0.183	200	0.183	0.37	88.55	6	41.55	34.20
CALLE 84	321	322	35.50	33.50	2.00	40	50.00	0.22	0.088	1.348	1.436	200	1.436	0.79	50.00	26	34.20	32.20
CALLE 98	315	316	40.90	38.80	2.10	42	50.00	0.22	0.092	-	0.092	200	0.092	0.27	52.38	7	39.70	37.50
	316	322	38.80	33.50	5.30	42	126.19	0.22	0.092	0.092	0.184	200	0.184	0.45	126.19	7	37.50	32.20
CALLE 84	322	323	33.50	32.50	1.00	42	23.81	0.22	0.092	1.620	1.712	200	1.712	0.62	21.43	30	32.20	31.30
AV. PRINCIPAL	323	324	32.50	35.80	-3.30	42	-78.57	0.22	0.092	11.472	11.564	300	11.564	0.66	4.05	93	30.30	30.13
	324	325	35.80	38.20	-2.40	46	-52.17	0.22	0.101	11.564	11.665	300	11.665	0.67	4.13	93	30.13	29.94

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

6

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 104	312	313	45.10	44.50	0.60	53	11.32	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.20	16.98	7	43.80	42.90
	313	314	44.50	42.80	1.70	55	30.91	0.22	0.121	0.117	0.238	200	0.238	0.35	30.00	8	42.90	41.25
	314	315	42.80	40.90	1.90	43	44.19	0.22	0.095	0.238	0.333	200	0.333	0.36	45.35	9	41.25	39.30
	315	325	40.90	38.20	2.70	44	61.36	0.22	0.097	0.333	0.430	200	0.430	0.37	168.18	5	39.30	31.90
AV. PRINCIPAL	325	326	38.20	37.50	0.70	54	12.96	0.22	0.119	12.095	12.214	300	12.214	0.68	4.07	90	29.94	29.72
CALLE 103	306	307	55.00	54.50	0.50	48	10.42	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.19	11.46	7	53.70	53.15
	307	308	54.50	52.90	1.60	53	30.19	0.22	0.117	0.106	0.223	200	0.223	0.27	29.25	8	53.15	51.60
	308	309	52.90	49.50	3.40	55	61.82	0.22	0.121	0.233	0.354	200	0.354	0.40	77.27	8	51.60	47.35
	309	310	49.50	44.40	5.10	55	92.73	0.22	0.121	0.344	0.465	200	0.465	0.41	77.27	8	47.35	43.10
	310	311	44.40	42.00	2.40	45	53.33	0.22	0.099	0.465	0.564	200	0.564	0.40	53.33	10	43.10	40.70
	311	326	42.00	37.50	4.50	53	84.91	0.22	0.117	0.564	0.681	200	0.681	0.67	188.68	10	40.70	30.70
AV. PRINCIPAL	326	327	37.50	33.20	4.30	54	79.63	0.22	0.119	12.895	13.014	300	13.014	0.75	189.26	102	29.72	19.50
CALLE 102	300	301	57.60	57.80	-0.20	48	-4.17	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.20	10.42	9	56.30	55.80
	301	302	57.80	53.50	4.30	54	79.63	0.22	0.119	0.106	0.225	200	0.225	0.35	66.67	8	55.80	52.20
	302	303	53.50	46.60	6.90	55	125.45	0.22	0.121	0.225	0.346	200	0.346	0.50	130.00	8	52.20	45.05
	303	304	46.60	39.50	7.10	55	129.09	0.22	0.121	0.346	0.467	200	0.467	0.55	130.00	8	45.05	37.90
	304	305	39.50	36.20	3.30	51	64.71	0.22	0.112	0.467	0.579	200	0.579	0.45	58.82	12	37.90	34.90
	305	327	36.20	33.20	3.00	58	51.72	0.22	0.128	0.588	0.716	200	0.716	0.49	84.48	9	34.90	30.00
AV. PRINCIPAL	327	328	33.20	32.80	0.40	54	7.41	0.22	0.119	13.730	13.849	300	13.849	0.75	4.07	105	29.50	29.28
CALLE 101	294	295	67.10	54.50	12.60	48	262.50	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.21	27.08	7	55.80	54.50
	295	296	54.50	49.20	5.30	53	100.00	0.22	0.117	0.106	0.223	200	0.223	0.56	226.42	7	54.50	42.50
CALLE 83	287	288	77.50	76.00	1.50	44	34.09	0.22	0.097	-	0.097	200	0.097	0.27	51.14	6	76.25	74.00
	288	289	76.00	68.30	7.70	49	157.14	0.22	0.108	0.097	0.205	200	0.205	0.49	151.02	7	74.00	66.60
	289	290	68.30	64.70	3.60	58	62.07	0.22	0.128	0.205	0.333	200	0.333	0.38	55.17	9	66.60	63.40
	290	291	64.70	57.20	7.50	57	131.58	0.22	0.125	0.333	0.458	200	0.458	0.57	130.70	8	63.40	55.95
	291	292	57.20	52.00	5.20	63	82.54	0.22	0.139	0.459	0.598	200	0.598	0.51	83.33	9	55.95	50.70

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

7

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC. I/s/100	DESC. PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 83	292	293	52.00	44.00	8.00	54	148.15	0.22	0.119	0.598	0.712	200	0.712	0.63	147.22	8	50.70	42.75
CALLE 93	293	296	44.00	49.20	-5.20	50	-104.00	0.22	0.110	0.712	0.822	200	0.822	0.40	5.00	14	42.75	42.50
CALLE 101	296	297	49.20	41.80	7.40	55	134.55	0.22	0.121	1.045	1.166	200	1.166	0.65	36.36	22	42.50	40.50
	297	298	41.80	37.00	4.80	54	88.89	0.22	0.119	1.166	1.285	200	1.285	0.69	92.59	21	40.50	35.50
	298	299	37.00	34.70	2.30	60	38.33	0.22	0.132	1.285	1.417	200	1.417	0.65	33.33	24	35.50	33.50
	299	328	34.70	32.80	1.90	65	29.23	0.22	0.143	1.417	1.560	200	1.560	0.74	53.85	18	33.50	30.00
AV. PRINCIPAL	328	329	32.80	34.00	-1.20	39	-30.77	0.22	0.086	15.409	15.495	300	15.495	0.61	2.05	128	29.28	29.20
CALLE 65	287	277	77.50	72.50	5.00	50	100.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.38	100.00	7	76.25	71.25
CALLE 82	277	278	72.50	68.80	3.70	45	82.22	0.22	0.099	0.110	0.209	200	0.209	0.37	83.33	8	71.25	67.50
	278	279	68.80	65.40	3.40	47	72.34	0.22	0.103	0.209	0.312	200	0.312	0.39	72.34	9	67.50	64.10
CALLE 66	289	279	68.30	65.40	2.90	50	58.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.29	58.00	7	67.00	64.10
CALLE 82	279	280	65.40	61.10	4.30	59	72.88	0.22	0.130	0.423	0.553	200	0.553	0.47	72.88	8	64.10	59.80
	280	281	61.10	58.00	3.10	59	52.54	0.22	0.130	0.553	0.683	200	0.683	0.49	54.24	12	59.80	56.60
	281	282	58.00	51.60	6.40	61	104.92	0.22	0.134	0.683	0.817	200	0.817	0.56	103.28	10	56.60	50.30
	282	283	51.60	49.90	1.70	64	26.56	0.22	0.141	0.817	0.958	200	0.958	0.58	31.25	20	50.30	48.30
	283	284	49.90	47.90	2.00	55	36.36	0.22	0.121	0.958	1.079	200	1.079	0.59	36.36	19	48.30	46.30
	284	285	47.90	45.00	2.90	54	53.70	0.22	0.119	1.101	1.220	200	1.220	0.68	48.15	19	46.30	43.70
CALLE 97	276	285	50.40	45.00	5.40	52	103.85	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.39	103.85	7	49.10	43.70
CALLE 82	285	286	45.00	41.80	3.20	65	49.23	0.22	0.143	1.358	1.501	200	1.501	0.70	48.46	20	43.70	40.55
	286	286-A	41.80	37.50	4.30	48	89.58	0.22	0.106	1.501	1.607	200	1.607	0.91	90.62	20	40.55	36.20
	286-A	329	37.50	34.00	3.50	54	64.81	0.22	0.119	1.607	1.726	200	1.726	0.89	114.81	14	36.20	30.00
AV. PRINCIPAL	329	330	34.00	34.90	-0.90	67	-13.43	0.22	0.147	17.220	17.367	300	17.367	0.61	1.94	140	29.20	29.07
CALLE 99	444	445	39.30	39.70	-0.40	79	-5.06	0.22	0.174	-	0.174	200	0.174	0.20	12.66	7	38.00	37.00
	445	446	39.70	40.60	-0.90	82	-10.98	0.22	0.180	0.174	0.354	200	0.354	0.26	12.20	10	37.00	36.00
	446	330	40.60	34.90	5.70	88	64.77	0.22	0.194	0.354	0.548	200	0.548	0.30	70.45	7	36.00	29.80
AV. PRINCIPAL	330	331	34.90	34.80	0.10	77	1.30	0.22	0.169	17.886	18.055	300	18.055	0.61	2.08	141	29.07	28.91

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	ALCANTARILLA										COTA DE FONDO					
	BUZON		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
	DEL	AL														
1	2	3	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 81	263	264	8.50	64	132.81	0.22	0.141	-	0.141	200	0.141	0.45	132.81	7	95.10	86.60
	264	265	3.50	47	74.47	0.22	0.103	0.141	0.244	200	0.244	0.37	74.47	8	86.60	83.10
	265	266	5.70	50	114.00	0.22	0.110	0.245	0.355	200	0.355	0.46	114.00	7	83.10	77.40
	266	267	6.20	63	98.41	0.22	0.139	0.355	0.494	200	0.494	0.50	98.41	9	77.40	71.20
	267	268	3.40	54	62.96	0.22	0.119	0.494	0.613	200	0.613	0.46	68.52	12	71.20	67.50
	268	269	2.00	44	45.45	0.22	0.097	0.613	0.710	200	0.710	0.54	44.32	16	67.50	65.55
	269	270	2.30	47	48.94	0.22	0.103	0.710	0.813	200	0.813	0.58	43.62	16	65.55	63.50
	270	271	2.40	58	41.38	0.22	0.128	0.814	0.942	200	0.942	0.59	41.38	17	63.50	61.10
	271	272	2.50	60	41.67	0.22	0.132	1.074	1.206	200	1.206	0.62	51.67	16	61.10	58.00
	272	273	4.40	60	73.33	0.22	0.132	1.206	1.338	200	1.338	0.68	63.33	16	58.00	54.20
	273	274	-1.00	54	-18.52	0.22	0.119	1.338	1.457	200	1.457	0.49	7.41	40	54.20	53.80
	274	275	1.30	56	23.21	0.22	0.123	1.457	1.580	200	1.580	0.47	5.36	42	53.80	53.50
	275	276	4.80	54	88.89	0.22	0.119	1.580	1.699	200	1.699	0.89	88.89	20	53.50	48.70
CALLE 97	276	262	2.80	52	53.85	0.22	0.114	1.699	1.813	200	1.813	0.95	51.92	20	48.70	46.00
CALLE 80	249	250	-0.20	70	-2.86	0.22	0.154	-	0.154	200	0.154	0.48	144.29	7	93.10	83.00
	250	251	13.70	40	342.50	0.22	0.088	0.154	0.242	200	0.242	0.39	82.50	8	83.00	79.70
	251	252	4.10	50	82.00	0.22	0.110	0.242	0.352	200	0.352	0.42	84.00	8	79.70	75.50
	252	253	3.80	55	69.09	0.22	0.121	0.352	0.473	200	0.473	0.40	69.09	10	75.50	71.70
	253	254	2.90	40	72.50	0.22	0.088	0.473	0.561	200	0.561	0.55	81.25	10	71.70	68.45
	254	255	3.00	48	62.50	0.22	0.106	0.561	0.667	200	0.667	0.50	55.21	17	68.45	65.80
	255	256	2.30	47	48.94	0.22	0.103	0.667	0.770	200	0.770	0.50	52.13	17	65.80	63.35
	256	257	2.10	58	36.21	0.22	0.128	0.771	0.899	200	0.899	0.47	33.62	20	63.35	61.40
	257	258	1.70	58	29.31	0.22	0.128	0.899	1.027	200	1.027	0.60	34.48	19	61.40	59.40
	258	259	1.70	59	28.81	0.22	0.130	1.029	1.159	200	1.159	0.58	25.42	27	59.40	57.90
	259	260	7.70	55	140.00	0.22	0.121	1.159	1.280	200	1.280	0.89	140.00	18	57.90	50.20
	260	261	1.70	56	30.36	0.22	0.123	1.269	1.392	200	1.392	0.69	35.71	25	50.20	48.20

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1						7	8	9	10	11	12	200	1.511	0.60	40.74	25	48.20	46.00
CALLE 80	261	262	49.80	47.60	2.20	54	40.74	0.22	0.119	1.392	1.511	200	1.511	0.60	40.74	25	48.20	46.00
CALLE 97	262	248	47.60	47.40	0.20	52	3.85	0.22	0.114	3.324	3.438	200	3.438	0.62	10.00	45	46.00	45.48
CALLE 79	236	237	93.20	83.90	9.30	77	120.78	0.22	0.169	-	0.169	200	0.169	0.41	119.48	6	91.80	82.60
CALLE 63	250	237	84.60	83.90	0.70	52	13.46	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.20	17.31	8	83.30	82.40
	224	237	84.20	83.90	0.30	52	5.77	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.18	11.54	8	83.00	82.40
	237	238	83.90	79.00	4.90	47	104.26	0.22	0.103	0.397	0.500	200	0.500	0.56	104.26	9	82.40	77.50
	238	239	79.00	75.00	4.00	50	80.00	0.22	0.110	0.501	0.611	200	0.611	0.45	66.00	12	77.50	74.20
	239	240	75.00	72.90	2.10	51	41.18	0.22	0.112	0.611	0.723	200	0.723	0.47	54.90	13	74.20	71.40
	240	241	72.90	69.30	3.60	49	73.47	0.22	0.108	0.723	0.831	200	0.831	0.55	73.47	12	71.40	67.80
	241	242	69.30	65.20	4.10	47	87.23	0.22	0.103	0.831	0.934	200	0.934	0.59	82.98	12	67.80	63.90
	242	243	65.20	61.80	3.40	57	59.65	0.22	0.125	0.935	1.060	200	1.060	0.76	62.28	15	63.90	60.35
	243	244	61.80	58.10	3.70	58	63.79	0.22	0.128	1.060	1.188	200	1.188	0.60	66.38	14	60.35	56.50
	244	245	58.10	53.90	4.20	58	72.41	0.22	0.128	1.188	1.316	200	1.316	0.67	67.24	15	56.50	52.60
	245	246	53.90	51.50	2.40	54	44.44	0.22	0.119	1.316	1.435	200	1.435	0.68	44.44	18	52.60	50.20
	246	247	51.50	49.10	2.40	54	44.44	0.22	0.119	1.435	1.554	200	1.554	0.73	48.15	20	50.20	47.60
	247	248	49.10	47.40	1.70	53	32.08	0.22	0.117	1.554	1.671	200	1.671	0.53	26.42	27	47.60	46.20
CALLE 97	248	235	47.40	48.00	-0.60	52	-11.54	0.22	0.114	5.109	5.223	200	5.223	0.73	10.19	57	45.48	44.95
CALLE 78	227	228	72.90	68.40	4.50	49	91.84	0.22	0.108	-	0.108	200	0.108	0.36	87.76	7	71.40	67.10
	228	229	68.40	65.70	2.70	48	56.25	0.22	0.106	0.108	0.214	200	0.214	0.35	64.58	9	67.10	64.00
	229	230	65.70	61.70	4.00	58	68.97	0.22	0.128	0.214	0.342	200	0.342	0.38	62.07	10	64.00	60.40
	230	231	61.70	57.40	4.30	58	74.14	0.22	0.128	0.342	0.470	200	0.470	0.45	84.48	9	60.40	55.50
	231	232	57.40	54.50	2.90	57	50.88	0.22	0.125	0.470	0.595	200	0.595	0.30	40.35	19	55.50	53.20
	232	233	54.50	52.50	2.00	58	34.48	0.22	0.128	0.596	0.724	200	0.724	0.47	40.52	22	53.20	50.85
	233	234	52.50	50.40	2.10	54	38.89	0.22	0.119	0.724	0.843	200	0.843	0.47	38.52	22	50.85	48.77
	234	235	50.40	48.00	2.40	54	44.44	0.22	0.119	0.843	0.962	200	0.962	0.60	38.33	26	48.77	46.70
CALLE 97	235	220	48.00	47.80	0.20	55	3.64	0.22	0.121	6.185	6.306	200	6.306	0.75	10.00	60	44.95	44.40

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	223	224	84.30	84.20	0.10	84	1.19	0.22	0.185	-	0.185	0.42	121.43	7	92.90	82.70		
CALLE 78	224	225	84.20	78.70	5.50	42	130.95	0.22	0.092	0.184	0.276	0.46	135.71	7	82.70	77.00		
	225	226	78.70	74.40	4.30	53	81.13	0.22	0.117	0.276	0.393	0.42	75.47	8	77.00	73.00		
AV. C. SATELITE	226	213	74.40	70.60	3.80	62	61.29	0.22	0.136	0.393	0.529	0.40	60.48	10	73.00	69.25		
	213	214	70.60	67.20	3.40	62	54.84	0.22	0.136	0.529	0.665	0.45	54.03	14	69.25	65.90		
	214	215	67.20	62.20	5.00	58	86.21	0.22	0.128	0.665	0.793	0.56	86.21	14	65.90	60.90		
	215	216	62.20	58.10	4.10	58	70.69	0.22	0.128	0.793	0.921	0.60	71.55	12	60.90	56.75		
	216	217	58.10	55.60	2.50	57	43.86	0.22	0.125	0.921	1.046	0.57	43.86	19	56.75	54.25		
	217	218	55.60	53.30	2.30	57	40.35	0.22	0.125	1.047	1.172	0.70	48.25	18	54.25	51.50		
CALLE 76	218	219	53.30	50.30	3.00	55	54.55	0.22	0.121	1.173	1.294	0.67	45.45	18	51.50	49.00		
	219	220	50.30	47.80	2.50	55	45.45	0.22	0.121	1.294	1.415	0.67	45.45	19	49.00	46.50		
	193	202	96.30	87.50	8.80	70	125.71	0.22	0.154	-	0.154	0.43	127.14	7	95.10	86.20		
CALLE 77	202	203	87.50	77.00	10.50	73	143.84	0.22	0.161	0.154	0.315	0.50	143.84	8	86.20	75.70		
	225	203	78.70	77.00	1.70	58	29.31	0.22	0.128	-	0.128	0.22	29.31	8	77.40	75.70		
	203	204	77.00	72.95	4.05	64	63.28	0.22	0.141	0.443	0.584	0.46	63.28	18	75.70	71.65		
	204	205	72.95	68.50	4.45	55	80.91	0.22	0.121	0.584	0.705	0.54	86.36	19	71.65	66.90		
CALLE 75	193	194	96.30	90.70	5.60	64	87.50	0.22	0.141	-	0.141	0.38	89.06	8	95.10	89.40		
	194	195	90.70	81.00	9.70	64	151.56	0.22	0.141	0.141	0.282	0.51	151.56	7	89.40	79.70		
	195	196	81.00	74.50	6.50	55	118.18	0.22	0.121	0.282	0.403	0.59	118.18	8	79.70	73.20		
	196	197	74.50	70.00	4.50	54	83.33	0.22	0.119	0.403	0.522	0.47	83.33	11	73.20	68.70		
CALLE 66	197	205	70.00	68.50	1.50	57	26.32	0.22	0.125	0.522	0.647	0.42	26.32	19	68.70	67.20		
CALLE 77	205	206	68.50	66.30	2.20	55	40.00	0.22	0.121	1.353	1.474	0.79	61.82	22	66.90	63.50		
CALLE 67	188	198	68.60	65.60	3.00	55	54.55	0.22	0.121	-	0.121	0.40	56.36	8	67.40	64.30		
	198	206	65.60	66.30	-0.70	55	-12.73	0.22	0.121	0.121	0.242	0.21	14.55	12	64.30	63.50		
CALLE 77	206	207	66.30	60.90	5.40	60	90.00	0.22	0.132	1.716	1.848	0.87	68.33	25	63.50	59.40		
AV. V. RAUL	189	199	63.50	62.00	1.50	55	27.27	0.22	0.121	-	0.121	0.20	31.82	8	62.20	60.45		

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR		DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.					PARC. l/s	ACUMUL l/s		ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AV. V. RAUL	199	207	62.00	47.60	14.40	55	261.82	0.22	0.121	0.121	0.242	200	0.242	0.20	19.09	9	60.45	59.40
CALLE 77	207	208	60.90	47.40	13.50	58	232.76	0.22	0.128	2.090	2.218	200	2.218	0.79	60.34	37	59.40	55.90
CALLE 92	190	200	60.90	83.90	-23.00	54	-425.93	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.23	29.63	5	59.60	58.00
	200	208	59.30	83.90	-24.60	56	-439.29	0.22	0.123	0.119	0.242	200	0.242	0.28	37.50	6	58.00	55.90
	208	209	57.50	83.90	-26.40	56	-471.43	0.22	0.123	2.460	2.583	200	2.583	0.98	53.57	39	55.90	52.90
	209	210	54.20	79.00	-24.80	34	-729.41	0.22	0.075	2.583	2.658	200	2.658	0.99	79.41	38	52.90	50.20
	210	211	51.50	75.00	-23.50	60	-391.67	0.22	0.132	2.657	2.789	200	2.789	0.90	41.67	45	50.20	47.70
CALLE 62	169	183	95.00	72.90	22.10	52	425.00	0.22	0.114	-	0.114	250	0.114	0.17	13.46	6	93.80	93.10
CALLE 74	183	184	94.00	69.30	24.70	57	433.33	0.22	0.125	0.114	0.239	200	0.239	0.29	54.39	5	93.10	90.00
	184	185	91.30	65.20	26.10	48	543.75	0.22	0.106	0.239	0.345	200	0.345	0.57	135.42	8	90.00	83.50
	185	186	81.50	61.80	19.70	54	364.81	0.22	0.119	0.345	0.464	200	0.464	0.55	137.04	8	83.50	76.10
	186	187	77.40	58.10	19.30	54	357.41	0.22	0.119	0.464	0.583	200	0.583	0.51	96.30	10	76.10	70.90
	187	188	72.10	53.90	18.20	47	387.23	0.22	0.103	0.583	0.686	200	0.686	0.53	82.98	12	70.90	67.00
	188	189	68.60	51.50	17.10	60	285.00	0.22	0.132	0.687	0.819	200	0.819	0.56	89.17	8	67.00	61.65
	189	190	63.50	49.10	14.40	58	248.28	0.22	0.128	0.819	0.947	200	0.947	0.52	40.52	10	61.65	59.30
	190	191	60.90	47.40	13.50	60	225.00	0.22	0.132	0.947	1.079	200	1.079	0.72	70.00	9	59.30	55.10
	191	192	56.50	48.00	8.50	48	177.08	0.22	0.106	1.079	1.185	250	1.185	0.63	68.75	12	55.10	51.80
CALLE 100	200	201	59.30	68.40	-9.10	46	-197.83	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.32	69.13	7	58.00	54.82
	201	192	56.20	65.70	-9.50	43	-220.93	0.22	0.095	0.101	0.196	250	0.196	0.35	70.23	7	54.82	51.80
CALLE 74	192	211	53.10	61.70	-8.60	71	-121.13	0.22	0.156	1.381	1.537	250	1.537	0.57	39.44	19	51.80	49.00
CALLE 77	211	212	49.30	57.40	-8.10	19	-426.32	0.22	0.042	4.326	4.368	250	4.368	0.73	21.05	41	47.70	47.30
CALLE 97	212	220	48.70	54.50	-5.80	54	-107.41	0.22	0.119	4.367	4.486	250	4.486	1.04	42.59	35	47.30	45.00
AV. C. SATELITE	220	221	47.80	52.50	-4.70	52	-90.38	0.22	0.114	12.202	12.316	250	12.316	1.50	44.23	58	44.40	42.10
	221	222	43.50	50.40	-6.90	52	-132.69	0.22	0.114	12.316	12.430	250	12.430	1.54	50.00	53	42.10	39.50
CALLE 73	169	170	95.00	48.00	47.00	56	839.29	0.22	0.123	-	0.123	350	0.123	0.33	60.71	6	93.80	90.40
	170	171	91.90	47.80	44.10	49	900.00	0.22	0.108	0.123	0.231	350	0.231	0.42	93.88	6	90.40	85.80

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

12

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC. l/s/100	DESC. PARC. l/s	DESCAR. ACUMUL. l/s	DESCAR. TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 71	166	167	94.70	93.00	1.70	52	32.69	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.25	34.62	5	93.50	91.70
	167	168	93.00	88.80	4.20	52	80.77	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.43	86.54	5	91.70	87.20
CALLE 64	168	171	88.80	87.10	1.70	55	30.91	0.22	0.121	0.228	0.349	200	0.349	0.29	25.45	8	87.20	85.80
CALLE 73	171	172	87.10	81.10	6.00	53	113.21	0.22	0.117	0.580	0.697	350	0.697	0.60	113.21	8	85.80	79.80
	172	173	81.10	74.90	6.20	55	112.73	0.22	0.121	0.697	0.818	350	0.818	0.49	76.36	8	79.80	75.60
	173	174	74.90	70.80	4.10	53	77.36	0.22	0.117	0.818	0.935	350	0.935	0.60	116.98	7	75.60	69.40
	174	175	70.80	67.00	3.80	64	59.37	0.22	0.141	0.935	1.076	350	1.076	0.68	111.72	9	69.40	62.25
AV. M. GRAU	141	142	95.00	94.00	1.00	51	19.61	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.24	19.61	5	93.80	92.80
	142	143	94.00	93.00	1.00	51	19.61	0.22	0.112	0.112	0.224	200	0.224	0.25	19.61	7	92.80	91.80
	143	143-A	93.00	92.00	1.00	54	18.52	0.22	0.119	0.224	0.343	200	0.343	0.26	19.44	8	91.80	90.75
	143-A	144	92.00	87.30	4.70	56	83.93	0.22	0.123	0.343	0.466	200	0.466	0.49	83.93	7	90.75	86.05
	144	145	87.30	83.40	3.90	56	69.64	0.22	0.123	0.466	0.589	200	0.589	0.47	69.64	8	86.05	82.15
	145	146	83.40	77.00	6.40	58	110.34	0.22	0.128	0.589	0.717	200	0.717	0.59	110.34	7	82.15	75.75
	146	106	77.00	75.00	2.00	68	29.41	0.22	0.150	0.717	0.867	200	0.867	0.45	33.09	14	75.75	73.50
AV. V. RAUL	105	106	75.20	75.00	0.20	55	3.64	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.17	12.73	7	74.20	73.50
CALLE 68	147	148	94.80	93.80	1.00	51	19.61	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.26	21.57	6	93.60	92.50
	148	149	93.80	92.20	1.60	51	31.37	0.22	0.112	0.112	0.224	200	0.224	0.26	31.37	7	92.50	90.90
	149	150	92.20	90.50	1.70	52	32.69	0.22	0.114	0.224	0.338	200	0.338	0.32	32.69	7	90.90	89.20
	150	151	90.50	85.10	5.40	56	96.43	0.22	0.123	0.338	0.461	200	0.461	0.47	94.64	8	89.20	83.90
	151	152	85.10	80.60	4.50	39	115.38	0.22	0.086	0.461	0.547	200	0.547	0.55	117.95	7	83.90	79.30
	152	153	80.60	77.55	3.05	47	64.89	0.22	0.103	0.547	0.650	200	0.650	0.35	63.83	8	79.30	76.30
CALLE 69	154	155	94.90	93.50	1.40	52	26.92	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.21	26.92	5	93.70	92.30
	155	156	93.50	92.20	1.30	52	25.00	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.25	25.00	7	92.30	91.00
	156	157	92.20	87.65	4.55	52	87.50	0.22	0.114	0.228	0.342	200	0.342	0.45	96.15	6	91.00	86.00
	157	158	87.65	82.50	5.15	56	91.96	0.22	0.123	0.342	0.465	200	0.465	0.50	89.29	7	86.00	81.00
	158	153	82.50	77.50	5.00	60	83.33	0.22	0.132	0.465	0.597	200	0.597	0.61	83.33	8	81.00	76.00

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE LONG	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.							ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 69	153	106	77.55	75.00	2.55	55	46.36	0.22	0.121	1.248	1.369	200	1.369	0.71	45.45	19	76.00	73.50
AV.V. RAUL	106	165	75.00	74.40	0.60	55	10.91	0.22	0.121	2.356	2.477	200	2.477	0.82	44.55	20	73.50	71.05
CALLE 70	159	160	94.90	93.20	1.70	50	34.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.30	54.00	6	93.70	91.00
	160	161	93.20	90.60	2.60	54	48.15	0.22	0.119	0.110	0.229	200	0.229	0.31	42.59	7	91.00	88.70
	161	162	90.60	85.50	5.10	51	100.00	0.22	0.112	0.229	0.341	200	0.341	0.41	86.27	8	88.70	84.30
	162	163	85.50	80.70	4.80	57	84.21	0.22	0.125	0.341	0.466	200	0.466	0.45	85.96	8	84.30	79.40
	163	164	80.70	76.50	4.20	54	77.78	0.22	0.119	0.466	0.585	200	0.585	0.48	78.70	9	79.40	75.15
	164	165	76.50	74.40	2.10	62	33.87	0.22	0.136	0.585	0.721	200	0.721	0.51	66.13	12	75.15	71.05
AV. V. RAUL	165	107	74.40	70.10	4.30	25	172.00	0.22	0.055	3.974	4.029	200	4.029	1.40	106.00	29	71.05	68.40
	107	178-A	70.10	69.10	1.00	25	40.00	0.22	0.055	4.029	4.084	200	4.084	0.89	24.00	40	68.40	67.80
	178-A	175	69.10	67.00	2.10	55	38.18	0.22	0.121	4.331	4.452	200	4.452	1.14	46.36	35	67.80	65.25
CALLE 73	175	176	67.00	64.00	3.00	65	46.15	0.22	0.143	5.528	5.671	350	5.671	1.10	39.23	38	65.25	62.70
	176	177	64.00	62.30	1.70	49	34.69	0.22	0.108	5.671	5.779	350	5.779	1.13	34.69	42	62.70	61.00
	177	178	62.30	60.70	1.60	52	30.77	0.22	0.114	5.779	5.893	350	5.893	1.07	38.46	38	61.00	59.00
	178	179	60.70	52.20	8.50	54	157.41	0.22	0.119	5.893	6.012	350	6.012	1.65	150.00	25	59.00	50.90
	179	180	52.20	48.70	3.50	65	53.85	0.22	0.143	6.012	6.155	350	6.155	1.28	56.92	37	50.90	47.20
	180	181	48.70	43.60	5.10	70	72.86	0.22	0.154	6.155	6.309	350	6.309	1.32	70.00	34	47.20	42.30
	181	182	43.60	41.80	1.80	53	33.96	0.22	0.117	6.309	6.426	350	6.426	1.15	40.57	41	42.30	40.15
	182	222	41.80	41.30	0.50	38	13.16	0.22	0.084	6.426	6.510	350	6.510	0.89	17.11	49	40.15	39.50
CALLE 72	178-A	177-A	77.60	73.40	4.20	53	79.25	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.17	77.36	7	76.20	72.10
	177-A	178-A	73.40	69.10	4.30	63	68.25	0.22	0.139	0.117	0.256	200	0.256	0.19	68.25	8	72.10	67.80
OVALO -1	222	447	41.30	40.50	0.80	40	20.00	0.22	0.088	18.939	19.027	350	19.027	1.09	12.50	89	39.50	39.00
	447	448	40.50	40.50	0.00	45	0.00	0.22	0.099	19.027	19.126	350	19.126	1.04	11.11	90	39.00	38.50
CALLE 105	448	449	40.50	39.00	1.50	33	45.45	0.22	0.073	19.126	19.199	350	19.199	1.57	36.36	69	38.50	37.30
	449	450	39.00	36.50	2.50	60	41.67	0.22	0.132	19.198	19.330	350	19.330	1.60	38.33	69	37.30	35.00
	450	451	36.50	36.70	-0.20	59	-3.39	0.22	0.130	19.330	19.460	350	19.460	1.11	13.05	89	35.00	34.23

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 105	451	331	36.70	34.80	1.90	53	35.85	0.22	0.117	19.460	19.577	350	19.577	2.16	89.25	54	34.23	29.50
AV. PRINCIPAL	331	332	34.80	34.50	0.30	42	7.14	0.22	0.092	37.632	37.724	400	37.724	0.68	1.90	185	28.91	28.83
CALLE #137	450	452	36.50	35.80	0.70	46	15.22	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.20	23.91	5	35.30	34.20
	452	332	35.80	34.50	1.30	50	26.00	0.22	0.110	0.101	0.211	200	0.211	0.40	94.00	6	34.20	29.50
AV. PRINCIPAL	332	333	34.50	33.40	1.10	47	23.40	0.22	0.103	37.935	38.038	400	38.038	0.60	1.28	204	28.83	28.77
CALLE 138	453	454	35.80	34.20	1.60	52	30.77	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.18	19.23	7	34.00	33.00
	454	333	34.20	33.40	0.80	58	13.79	0.22	0.128	0.114	0.242	200	0.242	0.35	60.34	6	33.00	29.50
AV. PRINCIPAL	333	334	33.40	32.10	1.30	54	24.07	0.22	0.119	38.28	38.399	400	38.399	0.79	2.78	168	28.77	28.62
CALLE 106	107	108	70.10	67.50	2.60	58	44.83	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.30	49.14	7	68.85	66.00
	108	109	67.50	61.80	5.70	73	78.08	0.22	0.161	0.128	0.289	200	0.289	0.39	75.34	8	66.00	60.50
CALLE 126	109	109-A	61.80	61.30	0.50	17	29.41	0.22	0.037	0.289	0.326	200	0.326	0.36	52.94	9	60.50	59.60
	108	374	67.50	66.10	1.40	50	28.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.23	29.00	12	66.25	64.80
	345	374	69.80	66.10	3.70	46	80.43	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.32	75.00	7	68.05	64.60
CALLE 128	374	376	66.10	62.60	3.50	82	42.68	0.22	0.180	0.214	0.394	200	0.394	0.36	42.07	8	64.60	61.15
CALLE 126	345	346	69.80	68.10	1.70	42	40.48	0.22	0.092	-	0.092	200	0.092	0.17	28.57	8	68.05	66.85
	346	346-A	68.10	62.65	5.45	50	109.00	0.22	0.110	0.092	0.202	200	0.202	0.21	9.00	9	66.85	66.40
CALLE 107	354	346-A	72.80	8.65	64.15	57	1125.44	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.33	71.93	7	71.50	67.40
CALLE 126	346-A	347	68.65	69.10	-0.45	30	-15.00	0.22	0.066	0.328	0.394	200	0.394	0.26	13.33	11	66.40	66.00
	348	347	70.30	69.10	1.20	51	23.53	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.27	58.82	7	69.00	66.00
CALLE 108	347	375	69.10	64.50	4.60	46	100.00	0.22	0.101	0.506	0.607	200	0.607	0.47	71.74	12	66.00	62.70
	375	376	64.50	62.60	1.90	46	41.30	0.22	0.101	0.616	0.717	200	0.717	0.70	33.70	20	62.70	61.15
	376	109-A	62.60	61.30	1.30	61	21.31	0.22	0.134	1.111	1.245	200	1.245	0.51	25.41	22	61.15	59.60
CALLE 106	109-A	110	61.30	57.10	4.20	75	56.00	0.22	0.165	1.571	1.736	200	1.736	0.74	54.67	20	59.60	55.50
CALLE 109	348	377	70.30	62.50	7.80	55	141.82	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.43	141.82	7	69.00	61.20
	377	378	62.50	60.10	2.40	55	43.64	0.22	0.121	0.121	0.242	200	0.242	0.31	43.64	9	61.20	58.80
	378	379	60.10	58.80	1.30	52	25.00	0.22	0.114	0.242	0.356	200	0.356	0.28	28.85	12	58.80	57.30

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARG. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 108	379	110	58.80	57.10	1.70	50	34.00	0.22	0.110	0.356	0.466	200	0.466	0.35	36.00	7	57.30	55.50
CALLE 106	110	385	57.10	53.20	3.90	62	62.90	0.22	0.136	2.202	2.338	200	2.338	0.82	65.32	25	55.50	51.45
	385	386	53.20	48.80	4.40	62	70.97	0.22	0.136	2.338	2.474	200	2.474	0.85	68.55	24	51.45	47.20
	386	387	48.80	46.50	2.30	52	44.23	0.22	0.114	2.474	2.588	200	2.588	0.95	45.19	29	47.20	44.85
	387	388	46.50	43.30	3.20	36	88.89	0.22	0.079	2.588	2.667	200	2.667	0.94	79.17	23	44.85	42.00
	388	389	43.30	41.80	1.50	46	32.61	0.22	0.101	2.667	2.768	200	2.768	0.89	39.13	32	42.00	40.20
OVALO - 1	389	455	41.80	40.30	1.50	42	35.71	0.22	0.092	2.768	2.860	200	2.860	0.83	28.57	39	40.20	39.00
	455	456	40.30	39.40	0.90	42	21.43	0.22	0.092	2.86	2.952	200	2.952	0.79	21.43	40	39.00	38.10
CALLE 141	456	457	39.40	36.50	2.90	70	41.43	0.22	0.154	2.952	3.106	200	3.106	1.20	42.86	32	38.10	35.10
	457	458	36.50	33.30	3.20	52	61.54	0.22	0.114	3.106	3.220	200	3.220	1.60	59.62	28	35.10	32.00
	458	334	33.30	32.10	1.20	56	21.43	0.22	0.123	3.22	3.343	200	3.343	0.97	48.21	30	32.00	29.30
AV. PRINCIPAL	334	335	32.10	31.80	0.30	50	6.00	0.22	0.110	41.742	41.852	400	41.852	0.73	2.00	192	28.62	28.52
CALLE 142	459	460	30.70	37.60	-6.90	50	-138.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.20	36.00	7	38.10	36.30
	460	461	37.60	36.00	1.60	52	30.77	0.22	0.114	0.110	0.224	200	0.224	0.19	30.77	8	36.30	34.70
	461	462	36.00	34.30	1.70	52	32.69	0.22	0.114	0.224	0.338	200	0.338	0.20	38.46	7	34.70	32.70
	462	335	34.30	31.80	2.50	58	43.10	0.22	0.128	0.338	0.466	200	0.466	0.39	55.17	7	32.70	29.50
AV. PRINCIPAL	335	336	31.80	32.50	-0.70	54	-12.96	0.22	0.119	42.318	42.437	400	42.437	0.75	2.04	192	28.52	28.41
AV. V. RAUL	105	104	75.20	73.80	1.40	70	20.00	0.22	0.154	-	0.154	200	0.154	0.18	24.29	7	74.20	72.50
AV. M. GRAU	104	354	73.80	72.80	1.00	42	23.81	0.22	0.092	0.164	0.256	200	0.256	0.28	33.33	7	72.50	71.10
	354	355	72.80	71.60	1.20	62	19.35	0.22	0.136	0.256	0.392	200	0.392	0.25	15.32	9	71.10	70.15
	355	356	71.60	67.00	4.60	63	73.02	0.22	0.139	0.392	0.531	200	0.531	0.47	78.57	8	70.15	65.20
	356	357	67.00	66.40	0.60	52	11.54	0.22	0.114	0.530	0.644	200	0.644	0.27	6.73	21	65.20	64.85
	357	358	66.40	65.50	0.90	50	18.00	0.22	0.110	0.644	0.754	200	0.754	0.38	16.00	20	64.85	64.05
CALLE 112	358	351	65.50	49.40	16.10	54	298.15	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.41	114.81	6	64.30	58.10
AV. M. GRAU	358	359	65.50	64.50	1.00	51	19.61	0.22	0.112	0.873	0.985	200	0.985	0.34	10.78	21	64.05	63.50
	359	360	64.50	61.80	2.70	52	51.92	0.22	0.114	0.985	1.099	200	1.099	0.63	57.69	16	63.50	60.50

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON				DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESC PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m ^m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 114	360	353	61.80	61.30		54		0.22	0.119	1.099	1.218	200	1.218	0.43	12.96	25	60.50	59.80
	353	403	61.30	59.05	2.25	30	75.00	0.22	0.066	1.218	1.284	200	1.284	0.76	85.00	7	59.80	57.25
	403	404	59.05	55.20	3.85	72	53.47	0.22	0.158	1.284	1.442	200	1.442	0.69	46.53	17	57.25	53.90
	404	405	55.20	47.80	7.40	49	151.02	0.22	0.108	1.442	1.550	200	1.550	0.90	151.02	12	53.90	46.50
	405	406	47.80	45.30	2.50	48	52.08	0.22	0.106	1.550	1.656	200	1.656	0.77	52.08	19	46.50	44.00
CALLE 126	348	349	70.30	64.80	5.50	51	107.84	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.40	115.69	7	69.00	63.10
CALLE 110	356	349	67.00	64.80	2.20	54	40.74	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.36	48.15	7	65.70	63.10
CALLE 126	349	350	64.80	61.90	2.90	52	55.77	0.22	0.114	0.23	0.344	200	0.344	0.47	55.77	8	63.10	60.20
	350	351	61.90	59.40	2.50	52	48.08	0.22	0.114	0.344	0.458	200	0.458	0.37	48.08	8	60.20	57.70
	353	352	61.30	60.90	0.40	51	7.84	0.22	0.112	0.458	0.570	200	0.570	0.50	21.57	15	60.10	59.00
	352	351	60.90	59.40	1.50	61	24.59	0.22	0.134	0.57	0.704	200	0.704	0.38	18.03	21	59.00	57.90
CALLE 112	351	394	59.40	56.90	2.50	55	45.45	0.22	0.121	0.704	0.825	200	0.825	0.56	39.09	20	57.70	55.55
	394	395	56.90	53.30	3.60	55	65.45	0.22	0.121	0.825	0.946	200	0.946	0.66	64.55	18	55.55	52.00
	395	396	53.30	51.10	2.20	49	44.90	0.22	0.108	0.946	1.054	200	1.054	0.56	44.90	20	52.00	49.80
CALLE 111	396	397	51.10	50.10	1.00	49	20.41	0.22	0.108	1.054	1.162	200	1.162	0.45	18.37	25	49.80	48.90
	350	390	61.80	60.60	1.20	58	20.69	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.18	24.14	6	60.70	59.30
	390	391	60.60	55.10	5.50	52	105.77	0.22	0.114	0.127	0.241	200	0.241	0.40	105.77	6	59.30	53.80
	391	392	55.10	53.30	1.80	50	36.00	0.22	0.110	0.241	0.351	200	0.351	0.26	36.00	8	53.80	52.00
	392	393	53.30	51.50	1.80	50	36.00	0.22	0.110	0.351	0.461	200	0.461	0.35	36.00	8	52.00	50.20
CALLE 130	393	397	51.50	50.10	1.40	51	27.45	0.22	0.112	0.461	0.573	200	0.573	0.35	25.49	9	50.20	48.90
	397	398	50.10	49.00	1.10	21	52.38	0.22	0.046	1.735	1.781	200	1.781	0.79	59.52	20	48.90	47.65
CALLE 110	349	380	64.80	63.90	0.90	58	15.52	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.18	17.24	7	63.50	62.50
	380	381	63.90	57.50	6.40	50	128.00	0.22	0.110	0.127	0.237	200	0.237	0.45	130.00	6	62.50	56.00
	381	382	57.50	57.60	-0.10	80	-1.25	0.22	0.176	0.237	0.413	200	0.413	0.31	42.50	7	56.00	52.60
	382	383	57.60	52.70	4.90	26	188.46	0.22	0.057	0.413	0.470	200	0.470	0.32	46.15	7	52.60	51.40
	383	384	52.70	48.70	4.00	74	54.05	0.22	0.163	0.470	0.633	200	0.633	0.44	55.41	8	51.40	47.30

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESC PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m ⁿ	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	200	0.114	0.15	11.54	6	47.50	46.90
CALLE 132	386	384	48.80	48.70	0.10	52	1.92	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.15	11.54	6	47.50	46.90
	384	398	48.70	49.00	-0.30	75	-4.00	0.22	0.165	0.747	0.912	200	0.912	0.30	8.00	25	46.90	46.30
CALLE 130	398	402	49.00	47.50	1.50	32	46.88	0.22	0.070	2.693	2.763	200	2.763	0.58	9.37	48	46.30	46.00
CALLE 113	352	399	60.90	55.80	5.10	55	92.73	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.35	93.64	6	59.65	54.50
	399	400	55.80	52.50	3.30	55	60.00	0.22	0.121	0.121	0.242	200	0.242	0.16	60.00	8	54.50	51.20
	400	401	52.50	49.20	3.30	49	67.35	0.22	0.108	0.242	0.350	200	0.350	0.21	65.31	8	51.20	48.00
	401	402	49.20	47.50	1.70	49	34.69	0.22	0.108	0.350	0.458	200	0.458	0.35	36.73	9	48.00	46.20
CALLE 130	402	406	47.50	45.30	2.20	52	42.31	0.22	0.114	3.221	3.335	200	3.335	0.96	38.46	37	46.00	44.00
CALLE 114	406	406-A	45.30	44.50	0.80	22	36.36	0.22	0.048	3.335	3.383	200	3.383	1.05	50.00	32	44.00	42.90
	406-A	407	44.50	43.50	1.00	28	35.71	0.22	0.062	4.491	4.553	200	4.553	0.98	25.00	46	42.90	42.20
CALLE 113	387	343	46.50	46.00	0.50	54	9.26	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.19	9.26	8	45.20	44.70
	443	442	46.00	46.50	-0.50	54	-9.26	0.22	0.119	0.119	0.238	200	0.238	0.29	12.96	8	44.70	44.00
	444	407	46.50	43.50	3.00	60	50.00	0.22	0.132	0.238	0.370	200	0.370	0.32	30.00	9	44.00	42.20
CALLE 114	407	408	43.50	42.90	0.60	46	13.04	0.22	0.101	5.522	5.623	200	5.623	1.18	34.57	47	42.20	40.61
	408	409	42.90	39.50	3.40	70	48.57	0.22	0.154	5.623	5.777	200	5.777	1.18	34.43	48	40.61	38.20
AV. 28 JULIO	467	466	39.90	40.00	-0.10	52	-1.92	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.15	7.69	6	38.30	37.90
	466	409	40.00	39.50	0.50	52	9.62	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.16	11.54	7	37.90	37.30
CALLE 143	409	463	39.50	36.80	2.70	52	51.92	0.22	0.114	6.005	6.119	200	6.119	1.19	40.38	43	37.30	35.20
	463	464	36.80	35.50	1.30	56	23.21	0.22	0.123	6.119	6.242	200	6.242	0.97	19.64	55	35.20	34.10
	464	465	35.50	34.10	1.40	50	28.00	0.22	0.110	6.242	6.352	200	6.352	1.09	30.00	48	34.10	32.60
	465	336	34.10	32.50	1.60	56	28.57	0.22	0.123	6.352	6.475	200	6.475	1.45	60.71	38	32.60	29.20
AV. PRINCIPAL	336	337	32.50	31.80	0.70	125	5.60	0.22	0.275	48.912	49.187	400	49.187	0.76	2.00	208	28.41	28.16
	337	338	31.80	31.60	0.20	110	1.82	0.22	0.242	49.187	49.429	400	49.429	0.76	2.00	208	28.16	27.94
CALLE 115	361	410	59.60	54.50	5.10	54	94.44	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.37	99.07	6	58.20	52.85
	410	411	54.50	53.05	1.45	33	43.94	0.22	0.073	0.118	0.191	200	0.191	0.26	37.88	7	52.85	51.60
P.J. B	403	411	59.05	53.05	6.00	48	125.00	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.38	126.04	6	57.65	51.60

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 115	411	412	53.05	50.90	2.15	72	29.86	0.22	0.158	0.296	0.454	200	0.454	0.33	27.78	8	51.60	49.60
	412	413	60.90	45.70	15.20	55	276.36	0.22	0.121	0.454	0.575	200	0.575	0.48	94.55	8	49.60	44.40
	413	414	45.70	42.40	3.30	64	51.56	0.22	0.141	0.575	0.716	200	0.716	0.50	51.56	10	44.40	41.10
CALLE 131	406-A	414	44.50	42.40	2.10	50	42.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.25	36.00	6	42.90	41.10
	414	419	42.40	40.90	1.50	48	31.25	0.22	0.106	0.826	0.932	200	0.932	0.52	37.50	15	41.10	39.30
CALLE 116	415	416	55.00	48.80	6.20	52	119.23	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.51	119.23	6	53.70	47.50
	416	417	48.80	46.80	2.00	54	37.04	0.22	0.119	0.114	0.233	200	0.233	0.57	37.04	29	47.50	45.50
	417	418	46.80	42.60	4.20	55	76.36	0.22	0.121	1.05	1.171	200	1.171	0.75	76.36	16	45.50	41.30
	418	419	42.60	40.90	1.70	63	26.98	0.22	0.139	1.171	1.310	200	1.310	0.73	74.60	17	41.30	36.60
CALLE 134	408	420	42.90	42.20	0.70	65	10.77	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.27	23.08	7	41.60	40.10
	420	419	42.20	40.90	1.30	65	25.00	0.22	0.143	0.143	0.286	200	0.286	0.21	12.31	9	40.10	39.30
CALLE 118	419	417	40.90	36.50	4.40	52	66.67	0.22	0.114	2.530	2.644	200	2.644	0.98	84.62	29	39.30	34.90
AV. 28 JULIO	467	471	39.90	36.50	3.40	66	242.86	0.22	0.145	2.644	2.789	200	2.789	0.89	42.42	35	38.30	35.50
	471	472	36.50	36.80	-0.30	14	-5.66	0.22	0.031	2.789	2.820	200	2.820	0.90	42.86	35	35.50	34.90
CALLE 147	472	473	36.80	46.00	-9.20	53	-146.03	0.22	0.117	2.819	2.936	200	2.936	0.59	9.43	45	34.90	34.40
CALLE 177	463	463-B	36.80	36.50	0.30	63	6.00	0.22	0.139	-	0.139	200	0.139	0.19	10.00	8	35.50	34.87
	463-B	468	36.50	36.70	-0.20	50	-2.50	0.22	0.110	0.138	0.248	200	0.248	0.20	10.00	8	34.87	34.37
CALLE 147	468	473	36.70	36.00	0.70	80	12.50	0.22	0.176	0.248	0.424	200	0.424	0.26	10.00	10	34.37	33.57
	473	474	36.00	35.90	0.10	56	1.92	0.22	0.123	3.360	3.483	200	3.483	0.62	10.00	47	33.57	33.01
CALLE 178	474	477	35.90	35.20	0.70	52	14.00	0.22	0.114	3.483	3.597	200	3.597	0.73	15.19	41	33.01	32.22
CALLE 117	421	422	49.00	46.40	2.60	50	46.43	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.29	56.00	6	47.70	44.90
	422	423	46.40	41.00	5.40	56	96.43	0.22	0.123	0.110	0.233	200	0.233	0.39	92.86	6	44.90	39.70
	423	424	41.00	39.40	1.60	56	40.00	0.22	0.123	0.233	0.356	200	0.356	0.30	28.57	8	39.70	38.10
	424	425	39.40	39.00	0.40	40	10.53	0.22	0.088	0.356	0.444	200	0.444	0.26	15.00	10	38.10	37.50
	425	426	39.00	36.50	2.50	38	178.57	0.22	0.084	0.444	0.528	200	0.528	0.43	60.53	9	37.50	35.20
AV. 28 JULIO	426	475	36.50	36.50	0.00	14	0.00	0.22	0.031	0.528	0.559	200	0.559	0.41	46.43	8	35.20	34.55

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 121	437	438	42.20	40.90	1.30	40	32.50	0.22	0.088	0.242	0.330	200	0.330	0.42	95.00	8	40.80	37.00
	438	496	40.90	37.70	3.20	54	59.26	0.22	0.119	2.940	3.059	200	3.059	0.75	16.67	38	37.00	36.10
CALLE 156	496	497	37.70	35.80	1.90	57	33.33	0.22	0.125	3.058	3.183	200	3.183	0.85	28.07	35	36.10	34.50
CALLE 174	500	497	36.20	35.80	0.40	52	7.69	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.12	7.69	6	34.90	34.50
CALLE 156	497	498	35.80	33.60	2.20	48	45.83	0.22	0.106	0.114	0.220	200	0.220	0.31	52.08	7	34.50	32.00
	498	495	33.60	31.85	1.75	53	33.02	0.22	0.117	0.220	0.337	200	0.337	0.28	28.30	8	32.00	30.50
AV. 28 JULIO	490	489	40.70	39.50	1.20	46	26.09	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.23	32.61	7	39.50	38.00
	489	484	39.50	39.00	0.50	48	10.42	0.22	0.106	0.101	0.207	200	0.207	0.18	8.33	12	38.00	37.60
CALLE 153	484	485	39.00	34.90	4.10	52	78.85	0.22	0.114	0.207	0.321	200	0.321	0.40	76.92	8	37.60	33.60
CALLE 175	496	491	37.70	36.50	1.20	57	21.05	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.22	28.07	8	36.50	34.90
	491	485	36.50	34.90	1.60	53	30.19	0.22	0.117	0.125	0.242	200	0.242	0.26	24.53	9	34.90	33.60
CALLE 153	485	486	34.90	34.40	0.50	55	9.09	0.22	0.121	0.563	0.684	200	0.684	0.38	18.18	17	33.60	32.60
	486	487	34.40	33.00	1.40	50	28.00	0.22	0.110	0.684	0.794	200	0.794	0.45	18.00	17	32.60	31.70
CALLE 154	491	492	36.50	34.70	1.80	52	34.62	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.23	36.54	6	35.20	33.30
	492	493	34.70	33.40	1.30	52	25.00	0.22	0.114	0.114	0.228	200	0.228	0.21	23.08	8	33.30	32.10
CALLE 176	498	493	33.60	33.40	0.20	58	3.45	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.15	5.17	7	32.40	32.10
	493	487	33.40	33.00	0.40	53	7.55	0.22	0.117	0.356	0.473	200	0.473	0.30	7.55	19	32.10	31.70
CALLE 153	487	488	33.00	31.20	1.80	52	34.62	0.22	0.114	1.267	1.381	200	1.381	0.62	34.62	25	31.70	29.90
AV. PRINCIPAL	488	494	31.20	30.80	0.40	56	7.14	0.22	0.123	1.381	1.504	200	1.504	0.41	7.14	38	29.90	29.50
	494	495	30.80	31.85	-1.05	55	-19.09	0.22	0.121	1.508	1.629	200	1.629	0.45	7.27	38	29.50	29.10
CALLE 156	495	341	31.85	31.20	0.65	8	81.25	0.22	0.018	1.966	1.984	200	1.984	0.67	62.50	18	29.10	28.60
AV. PRINCIPAL	341	342	31.20	32.00	-0.80	54	-14.81	0.22	-	43.228	43.228	400	43.228	0.75	2.04	200	27.52	27.41
CALLE 122	366	439	43.90	42.60	1.30	57	22.81	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.22	29.82	7	42.60	40.90
	439	440	42.60	41.25	1.35	65	20.77	0.22	0.143	0.125	0.268	200	0.268	0.25	16.92	8	40.90	39.80
AV. 28 JULIO	440	440-A	41.25	41.20	0.05	10	5.00	0.22	0.022	0.268	0.290	200	0.290	0.28	30.00	8	39.80	39.50
CALLE 157	440-A	494	41.20	38.70	2.50	54	46.30	0.22	0.119	0.290	0.409	200	0.409	0.44	42.59	9	39.50	37.20

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mn	EXT. SUP.	EXT. INF.	
																			2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
CALLE 151	475	476	36.50	34.70	1.80	54	33.33	0.22	0.119	0.558	0.677	200	0.677	0.38	21.30	14	34.55	33.40	
	476	477	34.70	35.20	-0.50	55	-9.09	0.22	0.121	0.676	0.797	200	0.797	0.48	21.45	17	33.40	32.22	
	477	478	35.20	33.20	2.00	50	40.00	0.22	0.110	4.393	4.503	200	4.503	0.87	21.40	44	32.22	31.15	
CALLE 144	463-B	463-C	36.50	34.90	1.60	53	30.19	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.24	33.96	7	35.30	33.50	
	463-C	463-D	34.90	33.50	1.40	53	26.42	0.22	0.117	0.116	0.233	200	0.233	0.23	23.58	8	33.50	32.25	
CALLE 179	465	463-D	34.10	33.50	0.60	53	11.32	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.25	34.91	7	34.10	32.25	
	463-D	470	33.50	33.90	-0.40	50	-8.00	0.22	0.110	0.348	0.458	200	0.458	0.27	8.00	15	32.25	31.85	
CALLE 145	468	469	36.70	35.40	1.30	55	23.64	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.22	29.09	8	35.40	33.80	
CALLE 178	474	469	35.90	35.40	0.50	80	6.25	0.22	0.176	-	0.176	200	0.176	0.18	10.00	8	34.60	33.80	
CALLE 145	469	470	35.40	33.90	1.50	51	29.41	0.22	0.112	0.297	0.409	200	0.409	0.31	23.53	12	33.80	32.60	
CALLE 179	470	470-A	33.90	34.40	-0.50	65	-7.69	0.22	0.143	0.867	1.010	200	1.010	0.34	10.00	24	31.85	31.20	
	470-A	478	34.40	33.20	1.20	67	17.91	0.22	0.147	1.010	1.157	200	1.157	0.38	10.00	26	31.20	30.53	
CALLE 151	478	479	33.20	31.60	1.60	52	30.77	0.22	0.114	5.660	5.774	200	5.774	0.79	12.12	58	30.53	29.90	
AV. PRINCIPAL	594-A	594	36.60	31.80	4.80	52	92.31	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.19	17.31	7	31.40	30.50	
	594	595	31.80	31.80	0.00	63	0.00	0.22	0.139	0.114	0.253	200	0.253	0.20	10.00	9	30.50	29.87	
	595	596	31.80	32.00	-0.20	68	-2.94	0.22	0.150	0.252	0.402	200	0.402	0.24	10.00	11	29.87	29.19	
	596	479	32.00	31.80	0.20	51	3.92	0.22	0.112	0.401	0.513	200	0.513	0.28	10.00	13	29.19	28.68	
CALLE 151	479	338	31.80	31.60	0.20	8	25.00	0.22	0.018	6.287	6.305	200	6.305	0.76	10.00	62	28.68	28.60	
AV. PRINCIPAL	338	339	31.60	31.30	0.30	50	6.00	0.22	0.110	42.837	42.947	400	42.947	0.72	1.80	196	27.94	27.85	
CALLE 152	480	481	36.40	34.80	1.60	52	30.77	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.21	23.08	7	34.70	33.50	
	481	482	34.80	33.80	1.00	56	17.86	0.22	0.123	0.114	0.237	200	0.237	0.28	22.32	7	33.50	32.25	
	482	483	33.80	32.50	1.30	50	26.00	0.22	0.110	0.237	0.347	200	0.347	0.28	22.00	8	32.25	31.15	
	483	339	32.50	31.30	1.20	60	20.00	0.22	0.132	0.347	0.479	200	0.479	0.35	39.17	7	31.15	28.80	
AV. PRINCIPAL	339	340	31.30	30.90	0.40	50	8.00	0.22	-	43.426	43.426	400	43.426	0.76	2.20	193	27.85	27.74	
	340	341	30.90	31.20	-0.30	110	-2.73	0.22	-	43.426	43.426	400	43.426	0.73	2.00	196	27.74	27.52	
AV. M. GRAU	361	360	59.60	55.00	4.60	65	70.77	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.35	70.77	6	58.20	53.60	

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m _{an}	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 157	499	500	38.70	36.20	2.50	55	45.45	0.22	0.121	0.408	0.529	200	0.529	0.45	47.27	10	37.20	34.60
CALLE 174	502	500	39.00	36.20	2.80	50	56.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.28	62.00	6	37.70	34.60
CALLE 157	500	501	36.20	34.00	2.20	50	44.00	0.22	0.110	0.639	0.749	200	0.749	0.44	38.00	12	34.60	32.70
	501	342	34.00	32.00	2.00	60	33.33	0.22	0.132	0.749	0.881	200	0.881	0.59	73.33	10	32.70	28.30
AV. PRINCIPAL	342	343	32.00	32.00	0.00	50	0.00	0.22	-	46.283	46.283	400	46.283	1.36	11.60	126	27.41	26.83
	343	344	32.00	27.20	4.80	117	41.03	0.22	-	46.283	46.283	400	46.283	1.35	11.37	128	26.83	25.50
CALLE 123	439	441	46.60	42.00	4.60	56	82.14	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.16	12.50	7	41.30	40.60
	441	367	42.00	41.20	0.80	58	13.79	0.22	0.128	0.123	0.251	200	0.251	0.18	12.07	7	40.60	39.90
CALLE 159	367	450	41.20	39.70	1.50	56	26.79	0.22	0.123	0.250	0.373	200	0.373	0.32	33.93	8	39.90	38.00
AV. 28 JULIO	451	450	39.50	39.70	-0.20	51	-3.92	0.22	0.112	-	0.112	200	0.112	0.15	5.88	7	38.30	38.00
	448	449	41.40	40.40	1.00	47	21.28	0.22	0.103	-	0.103	200	0.103	0.16	19.15	6	39.90	39.00
	449	450	40.40	39.70	0.70	60	11.67	0.22	0.132	0.104	0.236	200	0.236	0.22	10.00	9	39.00	38.40
CALLE 159	450	506	39.70	37.40	2.30	56	41.07	0.22	0.123	0.609	0.732	200	0.732	0.47	33.93	17	38.00	36.10
CALLE 172	501-A	505	41.00	41.00	0.00	59	0.00	0.22	0.130	-	0.130	200	0.130	0.17	13.56	7	39.80	39.00
	505	506	41.00	37.40	3.60	58	62.07	0.22	0.128	0.130	0.258	200	0.258	0.37	50.00	7	39.00	36.10
	506	507	37.40	35.20	2.20	50	44.00	0.22	0.110	0.989	1.099	200	1.099	0.60	47.00	16	36.10	33.75
	507	508	35.20	33.10	2.10	40	52.50	0.22	0.088	0.952	1.040	200	1.040	0.59	48.75	16	33.75	31.80
	508	509	33.10	27.80	5.30	66	80.30	0.22	0.145	1.040	1.185	200	1.185	0.77	82.58	17	31.80	26.35
CALLE 158	448	501-A	41.40	41.00	0.40	56	7.14	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.16	7.14	7	39.90	39.50
	501-A	502	41.00	39.00	2.00	56	35.71	0.22	0.123	0.123	0.246	200	0.246	0.29	37.50	8	39.50	37.40
	502	503	39.00	36.70	2.30	34	67.65	0.22	0.075	0.246	0.321	200	0.321	0.36	58.82	8	37.40	35.40
	503	504	36.70	32.70	4.00	64	62.50	0.22	0.141	0.316	0.457	200	0.457	0.40	62.50	7	35.40	31.40
AV. PRINCIPAL	504	510-A	32.70	30.60	2.10	55	38.18	0.22	0.121	0.457	0.578	200	0.578	0.40	44.55	8	31.40	28.95
	510-A	509	30.60	27.80	2.80	60	46.67	0.22	0.132	0.578	0.710	200	0.710	0.47	40.83	11	28.95	26.50
CALLE 159	509	344	27.80	27.20	0.60	10	60.00	0.22	0.022	1.895	1.917	200	1.917	0.69	45.00	25	26.35	25.90
AV. PRINCIPAL	344	345	27.20	25.90	1.30	50	26.00	0.22	-	46.283	46.283	400	46.283	1.82	26.00	105	25.50	24.20

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO			
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m ^{en}	EXT. SUP.	EXT. INF.	EXT. SUP.	EXT. INF.
1						7	8	9	10	11	12	400	46.026	1.62	20.75	108	24.20	22.00		
AV. PRINCIPAL	345	346	25.90	25.50	0.40	106	3.77	-	-	46.026	46.026	400	46.026	1.62	20.75	108	24.20	22.00		
CALLE 160	451	510	39.50	34.80	4.70	55	85.45	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.37	94.55	6	38.30	33.10		
	510	511	34.80	32.20	2.60	50	52.00	0.22	0.110	0.121	0.231	200	0.231	0.28	50.00	8	33.10	30.60		
	511	512	32.20	29.30	2.90	55	52.73	0.22	0.121	0.231	0.352	200	0.352	0.28	55.45	8	30.60	27.55		
	512	513	29.30	26.00	3.30	50	66.00	0.22	0.110	0.352	0.462	200	0.462	0.29	55.00	8	27.55	24.80		
AV. PRINCIPAL	513	523	26.00	46.45	-20.45	54	-378.70	0.22	0.119	0.462	0.581	200	0.581	0.30	8.33	16	24.80	24.35		
	523	524	46.45	25.92	20.53	50	410.60	0.22	0.110	0.560	0.670	200	0.670	0.30	8.00	20	24.35	23.95		
AV. M. GRAU	451	368	39.50	32.20	7.30	54	135.19	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.35	87.04	7	38.30	33.60		
	368	369	35.20	33.95	1.25	74	16.89	0.22	0.163	0.118	0.281	200	0.281	0.31	52.97	9	33.60	29.68		
CALLE 162	369	517	33.95	26.60	7.35	54	136.11	0.22	0.119	22.168	22.287	300	22.287	1.70	44.07	70	29.68	27.30		
CALLE 169	510	514	34.80	33.00	1.80	50	36.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.60	42.00	7	33.50	31.40		
	514	517	33.00	29.60	3.40	62	54.84	0.22	0.136	0.11	0.246	200	0.246	0.40	66.13	8	31.40	27.30		
CALLE 162	517	518	29.60	28.30	1.30	73	17.81	0.22	0.161	25.532	25.693	300	25.693	1.32	17.81	95	27.30	26.00		
CALLE 161	514	515	28.30	30.00	-1.70	50	-34.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.31	60.00	7	31.70	28.70		
	515	516	30.00	27.80	2.20	50	44.00	0.22	0.110	0.110	0.220	200	0.220	0.28	44.00	8	28.70	26.50		
CALLE 170	512	516	29.30	27.80	1.50	51	29.41	0.22	0.112	0.220	0.332	200	0.332	0.29	29.41	8	28.00	26.50		
	516	518	27.80	28.30	-0.50	56	-8.93	0.22	0.123	0.333	0.456	200	0.456	0.25	8.93	20	26.50	26.00		
CALLE 162	518	524	28.30	25.95	2.35	50	47.00	0.22	0.110	23.149	23.259	300	23.259	1.70	41.00	75	26.00	23.95		
	524	346	25.95	25.50	0.45	8	56.25	0.22	0.018	23.929	23.947	300	23.947	2.49	118.75	55	23.95	23.00		
AV. PRINCIPAL	346	347	25.50	24.10	1.40	49	28.57	-	-	87.617	87.617	450	87.617	1.97	20.41	147	22.00	21.00		
	347	348	24.10	23.10	1.00	60	16.67	-	-	98.957	98.957	450	98.957	1.46	7.33	207	21.00	20.56		
	348	349	23.10	22.80	0.30	107	2.80	-	-	98.957	98.957	450	98.957	1.25	4.77	230	20.56	20.05		
AV. M. GRAU	369	370	33.95	31.60	2.35	56	41.96	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.15	7.14	7	30.70	30.30		
	370	371	31.60	28.30	3.30	65	50.77	0.22	0.143	0.123	0.266	200	0.266	0.28	50.77	7	30.30	27.00		
	371	372	28.30	26.80	1.50	48	31.25	0.22	0.106	0.266	0.372	200	0.372	0.25	31.25	8	27.00	25.50		
	372	373	26.80	26.00	0.80	48	16.67	0.22	0.106	0.372	0.478	200	0.478	0.21	15.63	10	25.50	24.75		

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AV.LA.SANCHEZ	326	529	37.50	31.50	6.00	84	71.43	0.22	0.185	-	0.185	200	0.185	0.35	73.81	6	36.20	30.00
	529	530	31.50	30.80	0.70	50	14.00	0.22	0.110	0.184	0.294	200	0.294	0.22	14.00	8	30.00	29.30
	530	531	30.80	30.20	0.60	41	14.63	0.22	0.090	0.294	0.384	200	0.384	0.25	13.90	8	29.30	28.73
	531	532	30.20	29.40	0.80	60	13.33	0.22	0.132	0.384	0.516	200	0.516	0.31	13.83	8	28.73	27.90
	532	533	29.40	29.30	0.10	54	1.85	0.22	0.119	0.516	0.635	200	0.635	0.30	9.07	16	27.90	27.41
	533	534	29.30	28.40	0.90	53	16.98	0.22	0.117	0.634	0.751	200	0.751	0.30	8.68	19	27.41	26.95
CALLE 136	562	534	30.80	28.40	2.40	50	48.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.26	51.00	6	29.50	26.95
AV.LA.SANCHEZ	534	535	28.40	28.00	0.40	60	6.67	0.22	0.132	0.861	0.993	200	0.993	0.35	7.50	26	26.95	26.50
	535	536	28.00	27.00	1.00	52	19.23	0.22	0.114	0.993	1.107	200	1.107	0.50	18.65	20	26.50	25.53
CALLE 182	327	558	33.20	30.92	2.28	56	40.71	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.22	44.64	8	31.80	29.30
	558	559	30.92	29.40	1.52	48	31.67	0.22	0.106	0.123	0.229	200	0.229	0.23	25.00	8	29.30	28.10
AV. PRINCIPAL	559	560	29.40	30.80	-1.40	80	-17.50	0.22	0.176	0.229	0.405	200	0.405	0.22	6.25	14	28.10	27.60
	573	572	34.40	34.70	-0.30	48	-6.25	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.26	9.38	8	33.00	32.55
	572	571	34.70	34.10	0.60	57	10.53	0.22	0.125	0.106	0.231	200	0.231	0.28	8.77	9	32.55	32.05
	571	570	34.10	34.50	-0.40	49	-8.16	0.22	0.108	0.231	0.339	200	0.339	0.22	8.16	10	32.05	31.65
	570	565	34.50	32.50	2.00	62	32.26	0.22	0.136	0.339	0.475	200	0.475	0.25	8.87	12	31.65	31.10
CALLE 101	565	566	32.50	32.10	0.40	58	6.90	0.22	0.128	0.475	0.603	200	0.603	0.30	10.34	15	31.10	30.50
CALLE 181	568	566	33.10	32.10	1.00	65	15.38	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.22	16.92	8	31.90	30.80
CALLE 101	566	567	32.10	32.20	-0.10	61	-1.64	0.22	0.134	0.745	0.879	200	0.879	0.29	8.20	20	30.50	30.00
CALLE 135	567	560	32.20	30.80	1.40	50	28.00	0.22	0.110	0.879	0.989	200	0.989	0.32	10.00	22	30.00	29.50
CALLE 182	560	561	30.80	30.50	0.30	53	5.66	0.22	0.117	1.394	1.511	200	1.511	0.45	9.43	30	27.60	27.10
	561	562	30.50	30.80	-0.30	53	-5.66	0.22	0.117	1.511	1.628	200	1.628	0.50	9.43	40	27.10	26.60
CALLE 136	573	569	34.40	33.10	1.30	50	26.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.25	12.00	8	33.00	32.40
CALLE 181	568	568-A	33.10	32.90	0.20	54	3.70	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.26	7.41	9	31.90	31.50
	568-A	569	32.90	33.10	-0.20	52	-3.85	0.22	0.114	0.118	0.232	200	0.232	0.30	28.85	12	31.50	30.00

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m ²	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 148	586	587	31.80	30.50	1.30	48	27.08	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.25	27.08	8	30.50	29.20
	587	588	30.50	28.50	2.00	42	47.62	0.22	0.092	0.106	0.198	200	0.198	0.26	47.62	9	29.20	27.20
	588	589	28.50	25.80	2.70	47	57.45	0.22	0.103	0.198	0.301	200	0.301	0.48	57.45	11	27.20	24.50
	589	539	25.80	6.20	19.60	45	435.56	0.22	0.099	0.301	0.400	200	0.400	0.24	11.56	9	24.50	23.98
AV.LA SANCHEZ	539	540	26.20	26.30	-0.10	50	-2.00	0.22	0.110	3.509	3.619	200	3.619	0.58	6.40	52	23.98	23.66
CALLE 149	590	591	30.95	30.40	0.55	48	11.46	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.22	18.75	8	29.60	28.70
CALLE 185	598	591	30.50	30.40	0.10	80	1.25	0.22	0.176	-	0.176	200	0.176	0.20	6.25	8	29.20	28.70
CALLE 149	591	592	30.40	19.50	10.90	39	279.49	0.22	0.086	0.282	0.368	200	0.368	0.28	17.95	15	28.70	28.00
	592	593	29.50	27.90	1.60	41	39.02	0.22	0.090	0.386	0.476	200	0.476	0.30	47.56	14	28.00	26.05
CALLE 186	600	593	28.40	27.90	0.50	80	6.25	0.22	0.176	-	0.176	200	0.176	0.26	13.13	8	27.10	26.05
CALLE 149	593	540	27.90	26.30	1.60	54	29.63	0.22	0.119	0.634	0.753	200	0.753	0.45	45.37	14	26.05	23.60
AV.LA SANCHEZ	540	541	26.30	26.30	0.00	80	0.00	0.22	0.176	4.371	4.547	200	4.547	0.60	6.00	61	23.66	23.18
CALLE 150	597	598	31.60	30.50	1.10	49	22.45	0.22	0.108	-	0.108	200	0.108	0.20	29.59	9	30.25	28.80
	598	599	30.50	29.40	1.10	40	27.50	0.22	0.088	0.108	0.196	200	0.196	0.25	30.00	10	28.80	27.60
	599	600	29.40	28.40	1.00	40	25.00	0.22	0.088	0.196	0.284	200	0.284	0.26	22.50	16	27.60	26.70
	600	541	28.40	26.30	2.10	53	39.62	0.22	0.117	0.284	0.401	200	0.401	0.37	50.94	8	26.70	24.00
AV.LA SANCHEZ	541	542	26.30	26.50	-0.20	52	-3.85	0.22	0.114	4.948	5.062	200	5.062	0.60	5.58	65	23.18	22.89
CALLE 151	601	602	31.50	30.15	1.35	44	30.68	0.22	0.097	-	0.097	200	0.097	0.22	30.68	8	30.20	28.85
	602	603	30.15	29.00	1.15	44	26.14	0.22	0.097	0.097	0.194	200	0.194	0.28	29.55	11	28.85	27.55
	603	604	29.00	27.70	1.30	47	27.66	0.22	0.103	0.194	0.297	200	0.297	0.37	23.40	18	27.55	26.45
	604	542	27.70	26.50	1.20	47	25.53	0.22	0.103	0.297	0.400	200	0.400	0.40	62.77	8	26.45	23.50
AV.LA SANCHEZ	542	543	26.50	25.60	0.90	50	18.00	0.22	0.110	5.462	5.572	200	5.572	0.79	12.20	55	23.50	22.89
CALLE 152	605	606	31.10	29.60	1.50	46	32.61	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.27	27.17	10	29.55	28.30
	606	607	29.60	28.30	1.30	46	28.26	0.22	0.101	0.101	0.202	200	0.202	0.25	31.52	17	28.30	26.85
CALLE 187	603	607	29.00	28.30	0.70	50	14.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.22	15.00	8	27.80	27.05
CALLE 152	607	608	28.30	27.10	1.20	48	25.00	0.22	0.106	0.303	0.409	200	0.409	0.36	30.21	22	26.85	25.40

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 152	608	543	27.10	25.60	1.50	47	31.91	0.22	0.103	0.409	0.512	200	0.512	0.41	40.43	9	25.40	23.50
AV.L.A.SANCHEZ	543	544	25.60	25.00	0.60	54	11.11	0.22	0.119	6.084	6.203	250	6.203	0.61	2.04	81	22.59	22.48
	544	545	25.00	24.80	0.20	53	3.77	0.22	0.117	6.202	6.319	250	6.319	0.62	2.08	85	22.48	22.37
CALLE 155	609	610	30.30	28.90	1.40	45	31.11	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.20	40.00	4	29.00	27.20
	610	611	28.90	27.40	1.50	45	33.33	0.22	0.099	0.099	0.198	200	0.198	0.21	25.56	6	27.20	26.05
	611	612	27.40	26.30	1.10	47	23.40	0.22	0.103	0.198	0.301	200	0.301	0.29	26.60	7	26.05	24.80
	612	545	26.30	24.80	1.50	47	31.91	0.22	0.103	0.301	0.404	200	0.404	0.39	38.30	9	24.80	23.00
AV.L.A.SANCHEZ	545	546	24.80	24.20	0.60	53	11.32	0.22	0.117	6.723	6.840	250	6.840	0.62	2.08	90	22.37	22.26
CALLE 156	613	614	30.80	28.90	1.90	44	43.18	0.22	0.097	-	0.097	200	0.097	0.29	59.09	8	29.50	26.90
	614	615	28.90	26.80	2.10	46	45.65	0.22	0.101	0.097	0.198	200	0.198	0.30	39.13	11	26.90	25.10
CALLE 188	611	615	27.40	26.80	0.60	53	11.32	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.31	17.92	10	26.05	25.10
CALLE 156	615	616	26.80	26.10	0.70	46	15.22	0.22	0.101	0.315	0.416	200	0.416	0.45	21.74	15	25.10	24.10
	616	546	26.10	24.20	1.90	46	41.30	0.22	0.101	0.416	0.517	200	0.517	0.51	26.09	27	24.10	22.90
AV.L.A.SANCHEZ	546	547	24.20	24.50	-0.30	54	-5.56	0.22	0.119	7.357	7.476	250	7.476	0.60	2.04	95	22.26	22.15
CALLE 157	647	618	31.60	28.90	2.70	43	62.79	0.22	0.095	-	0.095	200	0.095	0.25	81.40	10	30.30	26.80
	618	619	28.90	26.80	2.10	47	44.68	0.22	0.103	0.095	0.198	200	0.198	0.36	38.30	16	26.80	25.00
CALLE 188	615	619	26.80	26.80	0.00	53	0.00	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.30	9.43	12	25.50	25.00
CALLE 157	619	620	26.80	26.10	0.70	46	15.22	0.22	0.101	0.117	0.218	200	0.218	0.45	27.17	18	25.50	24.25
	620	547	26.10	24.50	1.60	46	34.78	0.22	0.101	0.218	0.319	200	0.319	0.50	27.17	18	24.25	23.00
AV.L.A.SANCHEZ	547	548	24.50	25.20	-0.70	50	-14.00	0.22	0.110	7.992	8.102	300	8.102	0.50	2.00	115	22.15	22.05
CALLE 158	621	622	31.25	27.50	3.75	38	98.68	0.22	0.084	-	0.084	200	0.084	0.20	103.95	5	29.95	26.00
	622	623	27.50	26.20	1.30	54	24.07	0.22	0.119	0.083	0.202	200	0.202	0.25	20.37	7	26.00	24.90
	623	624	26.20	25.40	0.80	45	17.78	0.22	0.099	0.201	0.300	200	0.300	0.24	20.00	7	24.90	24.00
	624	548	25.40	25.20	0.20	45	4.44	0.22	0.099	0.296	0.395	200	0.395	0.31	22.22	9	24.00	23.00
AV.L.A.SANCHEZ	548	549	25.20	25.10	0.10	66	1.52	0.22	0.145	8.497	8.642	300	8.642	0.62	1.97	122	22.05	21.92
	549	550	25.10	24.20	0.90	65	13.85	0.22	0.143	8.642	8.785	300	8.785	0.57	1.85	132	21.92	21.80

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 159	626	627	26.80	25.20	1.60	39	4.00	0.22	0.086	-	0.086	200	0.086	0.22	38.46	8	25.45	23.95
CALLE 189	622	625	27.50	26.00	1.50	59	25.42	0.22	0.130	-	0.130	200	0.130	0.32	26.27	12	26.30	24.75
	625	627	26.00	25.20	0.80	58	13.79	0.22	0.128	0.130	0.258	200	0.258	0.30	13.79	18	24.75	23.95
CALLE 159	627	627-A	25.20	24.20	1.00	29	34.48	0.22	0.064	0.343	0.407	200	0.407	0.42	39.66	25	23.95	22.80
	627-A	628	24.20	24.00	0.20	21	9.52	0.22	0.046	0.406	0.452	200	0.452	0.53	19.05	30	22.80	22.40
CALLE 188	623	623-A	26.20	24.00	2.20	58	37.93	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.29	37.93	12	25.00	22.80
	623-A	628	24.00	24.00	0.00	58	0.00	0.22	0.128	0.127	0.255	200	0.255	0.30	6.90	18	22.80	22.40
	628	550	24.00	24.20	-0.20	30	-6.67	0.22	0.066	0.706	0.772	200	0.772	0.57	20.00	38	22.40	21.80
AV.LA SANCHEZ	550	551	24.20	24.00	0.20	51	3.92	0.22	0.112	9.618	9.730	300	9.730	0.59	1.96	105	21.80	21.70
	551	552	24.00	24.20	-0.20	51	-3.92	0.22	0.112	9.730	9.842	300	9.842	0.60	1.96	147	21.70	21.60
CALLE 164	632	552	24.20	24.20	0.00	50	0.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.22	16.00	12	22.80	22.00
AV.LA SANCHEZ	552	553	24.20	24.10	0.10	51	1.96	0.22	0.112	9.952	10.064	300	10.064	0.69	1.96	157	21.60	21.50
	553	554	24.10	24.00	0.10	51	1.96	0.22	0.112	10.064	10.176	300	10.176	0.69	1.96	157	21.50	21.40
CALLE 166	554	635	24.00	24.80	-0.80	50	-16.00	0.22	0.110	10.176	10.286	300	10.286	0.75	2.00	166	21.40	21.30
CALLE 190	627-A	630	24.20	24.00	0.20	50	4.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.28	8.60	10	23.00	22.57
CALLE 160	629	630	25.60	24.00	1.60	66	24.24	0.22	0.145	-	0.145	200	0.145	0.35	22.73	12	24.30	22.80
CALLE 190	630	632	24.00	24.20	-0.20	51	-3.92	0.22	0.112	0.256	0.368	200	0.368	0.40	5.29	26	22.57	22.30
CALLE 164	631	632	26.00	24.20	1.80	65	27.69	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.29	37.69	12	24.75	22.30
CALLE 190	632	634	24.20	24.15	0.05	51	0.98	0.22	0.112	0.511	0.623	200	0.623	0.40	5.49	39	22.30	22.02
CALLE 165	633	634	25.50	24.15	1.35	65	20.77	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.36	20.00	12	24.20	22.90
CALLE 190	634	635	24.15	24.80	-0.65	60	-10.83	0.22	0.132	0.766	0.898	200	0.898	0.48	12.00	42	22.02	21.30
CALLE 166	635	347	24.80	24.10	0.70	71	9.86	0.22	0.156	11.184	11.340	300	11.340	0.70	4.23	160	21.30	21.00
CALLE 167	640	537	22.60	22.30	0.30	50	6.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.22	11.00	10	21.30	20.75
	555	637	24.50	22.30	2.20	63	34.92	0.22	0.139	-	0.139	200	0.139	0.30	40.48	12	23.30	20.75

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESC PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 212	890	891	79.80	73.30	6.50	57	114.04	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.40	118.42	6	78.80	72.05
	891	899	73.30	68.80	4.50	60	75.00	0.22	0.132	0.125	0.257	200	0.257	0.37	75.83	7	72.05	67.50
	899	893	68.80	65.20	3.60	58	62.07	0.22	0.128	0.257	0.385	200	0.385	0.37	61.21	8	67.50	63.95
	893	894	65.20	63.20	2.00	59	33.90	0.22	0.130	0.384	0.514	200	0.514	0.36	33.90	10	63.95	61.95
AV. S. MARTIN	894	899-A	63.20	60.40	2.80	53	52.83	0.22	0.117	0.514	0.631	200	0.631	0.48	53.77	9	61.95	59.10
CALLE Z	890	895	79.80	76.80	3.00	61	49.18	0.22	0.134	-	0.134	200	0.134	0.30	55.74	8	78.80	75.40
CALLE 213	895	896	76.80	68.50	8.30	66	125.76	0.22	0.145	0.134	0.279	200	0.279	0.45	124.24	7	75.40	67.20
	896	897	68.50	64.50	4.00	73	54.79	0.22	0.161	0.279	0.440	200	0.440	0.38	54.11	9	67.20	63.25
	897	898	64.50	61.90	2.60	60	43.33	0.22	0.132	0.440	0.572	200	0.572	0.42	41.67	9	63.25	60.75
	898	899-A	61.90	60.40	1.50	60	25.00	0.22	0.132	0.572	0.704	200	0.704	0.44	27.50	11	60.75	59.10
AV. S. MARTIN	899-A	904	60.40	58.50	1.90	54	35.19	0.22	0.119	1.335	1.454	200	1.454	0.70	46.30	18	59.10	56.60
CALLE 214	900	901	66.40	62.80	3.60	60	60.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.49	58.33	7	65.10	61.60
	901	902	62.80	60.30	2.50	54	46.30	0.22	0.119	0.132	0.251	200	0.251	0.35	54.63	8	61.60	58.65
	902	903	60.30	58.70	1.60	54	29.63	0.22	0.119	0.250	0.369	200	0.369	0.30	28.70	9	58.65	57.10
	903	904	58.70	58.50	0.20	70	2.86	0.22	0.154	0.368	0.522	200	0.522	0.29	7.14	17	57.10	56.60
AV. S. MARTIN	904	908	58.50	56.80	1.70	62	27.42	0.22	0.136	1.975	2.111	200	2.111	0.71	27.42	29	56.60	54.90
	908	919	56.80	54.50	2.30	61	37.70	0.22	0.134	2.111	2.245	200	2.245	0.74	31.15	27	54.90	53.00
CALLE 236	901	905	62.80	62.30	0.50	60	8.33	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.18	8.33	7	61.60	61.10
	905	916	62.30	63.50	-1.20	60	-20.00	0.22	0.132	0.132	0.264	200	0.264	0.19	8.33	8	61.10	60.60
AV. LIBERTAD	913	914	70.90	66.90	4.00	65	61.54	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.45	68.46	6	69.60	65.15
CALLE 217	914	915	66.90	63.20	3.70	58	63.79	0.22	0.128	0.143	0.271	200	0.271	0.25	55.17	8	65.15	61.95
	915	916	63.20	63.50	-0.30	54	-5.56	0.22	0.119	0.270	0.389	200	0.389	0.29	25.00	9	61.95	60.60
	916	917	63.50	60.60	2.90	54	53.70	0.22	0.119	0.652	0.771	200	0.771	0.41	24.07	14	60.60	59.30
CALLE 235	906	902	60.30	62.10	-1.80	60	-30.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.22	27.50	7	60.70	59.05
	906	917	62.10	60.60	1.50	60	25.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.18	23.33	8	60.70	59.30
CALLE 217	917	918	60.60	58.70	1.90	54	35.19	0.22	0.119	1.034	1.153	200	1.153	0.70	50.00	19	59.30	56.60

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESC PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 234	903	907	58.70	60.20	-1.50	60	-25.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.15	7.67	7	57.50	57.04
	907	918	60.20	58.70	1.50	60	25.00	0.22	0.132	0.132	0.264	200	0.264	0.19	7.33	9	57.04	56.60
CALLE 217	918	919	58.70	54.50	4.20	74	56.76	0.22	0.163	1.416	1.579	200	1.579	0.70	45.95	21	56.60	53.20
AV. S. MARTIN	919	932	54.50	52.00	2.50	52	48.08	0.22	0.114	3.824	3.938	200	3.938	1.01	48.08	30	53.00	50.50
CALLE 218	923	924	71.60	68.80	2.80	49	57.14	0.22	0.108	-	0.108	200	0.108	0.38	66.33	6	70.40	67.15
	924	925	68.80	66.00	2.80	52	53.85	0.22	0.114	0.108	0.222	200	0.222	0.31	52.88	7	67.15	64.40
	925	926	66.00	63.60	2.40	56	42.86	0.22	0.123	0.222	0.345	200	0.345	0.34	43.75	9	64.40	61.95
AV. LIBERTAD	914	926	66.90	63.60	3.30	55	60.00	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.35	68.18	7	65.70	61.95
CALLE 218	926	927	63.60	61.20	2.40	55	43.64	0.22	0.121	0.466	0.587	200	0.587	0.39	36.36	9	61.95	59.95
	927	928	61.20	60.50	0.70	57	12.28	0.22	0.125	0.587	0.712	200	0.712	0.36	12.81	19	59.95	59.22
CALLE 236	916	928	63.50	60.50	3.00	48	62.50	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.30	62.08	7	62.20	59.22
	928	929	60.50	59.90	0.60	53	11.32	0.22	0.117	0.818	0.935	200	0.935	0.37	13.58	20	59.22	58.50
	929	930	59.90	57.20	2.70	48	56.25	0.22	0.106	0.935	1.041	200	1.041	0.55	55.83	19	58.50	55.82
	930	931	52.20	54.60	-2.40	47	-51.06	0.22	0.103	1.041	1.144	200	1.144	0.74	53.62	22	55.82	53.30
	931	932	54.60	52.00	2.60	45	57.78	0.22	0.099	1.145	1.244	200	1.244	0.75	55.56	21	53.30	50.80
AV. S. MARTIN	932	1002	52.00	48.05	3.95	52	75.96	0.22	0.114	5.182	5.296	200	5.296	1.50	78.85	38	50.50	46.40
	994	999	56.40	55.50	0.90	49	18.37	0.22	0.108	-	0.108	200	0.108	0.15	24.08	7	55.10	53.92
	999	1000	55.50	54.10	1.40	47	29.79	0.22	0.103	0.347	0.450	200	0.450	0.35	25.96	9	53.92	52.70
	1000	1001	54.10	51.40	2.70	44	61.36	0.22	0.097	0.451	0.548	200	0.548	0.45	65.91	8	52.70	49.80
	1001	1002	51.40	48.05	3.35	42	79.76	0.22	0.092	0.548	0.640	200	0.640	0.50	70.24	8	49.80	46.85
AV. S. MARTIN	1002	1006	48.05	45.60	2.45	56	43.75	0.22	0.123	5.936	6.059	200	6.059	1.12	36.61	48	46.40	44.35
CALLE 220	995	1003	53.00	51.80	1.20	46	26.09	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.15	28.26	7	51.80	50.50
	1003	1004	51.80	50.40	1.40	47	29.79	0.22	0.103	0.101	0.204	200	0.204	0.24	31.91	7	50.50	49.00
	1004	1005	50.40	48.40	2.00	45	44.44	0.22	0.099	0.204	0.303	200	0.303	0.35	57.78	8	49.00	46.40

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 220	1005	1006	48.40	45.60	2.80	45	62.22	0.22	0.099	0.303	0.402		0.402	0.35	45.56	9	46.40	44.35
AV. S. MARTIN	1006	1010	45.60	42.00	3.60	56	64.29	0.22	0.123	6.461	6.584	200	6.584	1.41	60.71	40	43.90	40.50
CALLE 22	996	1007	49.80	48.30	1.50	45	33.33	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.15	35.56	6	48.60	47.00
	1007	1008	48.30	46.70	1.60	48	33.33	0.22	0.106	0.099	0.205	200	0.205	0.27	34.37	8	47.00	45.35
	1008	1009	46.70	42.10	4.60	45	102.22	0.22	0.099	0.205	0.304	200	0.304	0.44	100.00	7	45.35	40.85
	1009	1010	42.10	42.00	0.10	45	2.22	0.22	0.099	0.304	0.403	200	0.403	0.25	7.78	14	40.85	40.50
AV. S. MARTIN	1010	1013	42.00	37.20	4.80	55	87.27	0.22	0.121	6.987	7.108	200	7.108	1.66	89.09	41	40.50	35.60
CALLE R3-A	1011	1012	42.20	39.20	3.00	45	66.67	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.30	67.78	6	40.95	37.90
	1012	1013	39.20	37.20	2.00	45	44.44	0.22	0.099	0.099	0.198	200	0.198	0.28	42.22	8	37.90	36.00
AV. S. MARTIN	1013	1017	37.20	35.30	1.90	55	34.55	0.22	0.121	7.306	7.427	200	7.427	1.24	34.55	56	35.60	33.70
CALLE 236	928	994	60.50	56.40	4.10	56	73.21	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.37	75.00	7	59.30	55.10
CALLE 219	976	984	60.40	58.30	2.10	58	36.21	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.29	43.10	8	59.20	56.70
	984	994	58.30	56.40	1.90	51	37.25	0.22	0.112	0.127	0.239	200	0.239	0.28	38.24	9	56.70	54.75
CALLE 236	994	995	56.40	53.00	3.40	56	60.71	0.22	0.123	0.362	0.485	200	0.485	0.40	59.82	9	54.75	51.40
	995	996	53.00	49.80	3.20	56	57.14	0.22	0.123	0.485	0.608	200	0.608	0.44	57.14	11	51.40	48.20
CALLE 222	996	996	51.50	49.80	1.70	54	31.48	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.24	37.04	8	50.20	48.20
CALLE 236	996	997	49.80	47.00	2.80	56	50.00	0.22	0.123	0.726	0.849	200	0.849	0.50	50.00	12	48.20	45.40
	997	998	47.00	43.90	3.10	56	55.36	0.22	0.123	0.849	0.972	200	0.972	0.57	50.00	12	45.40	42.60
CALLE 237	984	985	58.30	55.00	3.30	57	57.89	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.28	61.40	7	57.10	53.60
	985	986	55.00	51.50	3.50	57	61.40	0.22	0.125	0.125	0.250	200	0.250	0.32	66.67	8	53.60	49.80
CALLE 222	978	986	53.30	51.50	1.80	56	32.14	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.24	39.29	7	52.00	49.80
	986	987	51.50	49.00	2.50	55	45.45	0.22	0.121	0.373	0.494	200	0.494	0.31	43.27	11	49.80	47.42
	987	988	49.00	45.90	3.10	57	54.39	0.22	0.125	0.494	0.619	200	0.619	0.47	49.47	10	47.42	44.60
CALLE 225	980	988	48.10	45.90	2.20	57	38.60	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.25	39.47	7	46.85	44.60
	988	988	45.90	43.90	2.00	54	37.04	0.22	0.119	0.744	0.863	200	0.863	0.57	37.04	17	44.60	42.60
	998	1014	43.90	42.00	1.90	46	41.30	0.22	0.101	1.834	1.935	200	1.935	0.65	41.30	22	42.60	40.70

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 238	959	960	62.30	58.60	3.70	54	68.52	0.22	0.119	0.121	0.240	200	0.240	0.28	75.93	7	61.00	56.90
	960	961	58.60	55.20	3.40	55	61.82	0.22	0.121	0.595	0.716	200	0.716	0.29	55.45	9	56.90	53.85
	961	963	55.20	52.20	3.00	55	54.55	0.22	0.121	0.716	0.837	200	0.837	0.56	62.73	11	53.85	50.40
CALLE 223	954	962	55.50	53.90	1.60	50	32.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.22	32.00	6	54.20	52.60
	962	963	53.90	52.20	1.70	50	34.00	0.22	0.110	0.110	0.220	200	0.220	0.28	44.00	7	52.60	50.40
CALLE 238	963	965	52.20	50.30	1.90	55	34.55	0.22	0.121	1.057	1.178	200	1.178	0.56	26.36	19	50.40	48.95
CALLE 224	955	964	52.00	51.10	0.90	50	18.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.15	17.00	6	50.70	49.85
	964	965	51.10	50.30	0.80	50	16.00	0.22	0.110	0.110	0.220	200	0.220	0.30	18.00	6	49.85	48.95
CALLE 238	965	967	50.30	48.20	2.10	55	38.18	0.22	0.121	1.398	1.519	200	1.519	0.67	44.55	18	48.95	46.50
CALLE 226	967	981	48.20	46.20	2.00	56	35.71	0.22	0.123	2.571	2.694	200	2.694	0.85	37.50	28	46.50	44.40
AV. LIBERTAD	926	976	63.60	60.40	3.20	53	60.38	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.35	67.92	6	62.35	58.75
	976	977	60.40	56.80	3.60	55	65.45	0.22	0.121	0.117	0.238	200	0.238	0.33	62.73	6	58.75	55.30
CALLE 221	960	977	58.60	56.80	1.80	56	32.14	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.28	35.71	6	57.30	55.30
AV. LIBERTAD	977	978	56.80	53.30	3.50	55	63.64	0.22	0.121	0.361	0.482	200	0.482	0.42	67.27	17	55.30	51.60
	978	979	53.30	50.80	2.50	55	45.45	0.22	0.121	0.482	0.603	200	0.603	0.41	43.64	19	51.60	49.20
CALLE 223	963	979	52.20	50.80	1.40	56	25.00	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.24	30.36	6	50.90	49.20
AV. LIBERTAD	979	980	50.80	48.10	2.70	56	48.21	0.22	0.123	0.726	0.849	200	0.849	0.52	50.89	12	49.20	46.35
	980	981	48.10	46.20	1.90	52	36.54	0.22	0.114	0.849	0.963	200	0.963	0.52	37.50	15	46.35	44.40
	981	982	46.20	45.10	1.10	50	22.00	0.22	0.110	3.657	3.767	200	3.767	0.66	11.00	70	44.40	43.85
	982	983	45.10	44.10	1.00	50	20.00	0.22	0.110	3.767	3.877	200	3.877	0.89	22.00	41	43.85	42.75
CALLE 228	983	991	44.10	42.20	1.90	54	35.19	0.22	0.119	3.877	3.996	200	3.996	1.15	50.93	36	42.75	40.00
CALLE 230	989	990	44.00	42.80	1.20	50	24.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.25	30.00	6	42.75	41.25
	990	991	42.80	42.20	0.60	53	11.32	0.22	0.117	0.110	0.227	200	0.227	0.27	6.60	8	41.25	40.90
	992	993	42.20	42.40	-0.20	83	-2.41	0.22	0.183	-	0.183	200	0.183	0.15	7.23	7	41.00	40.40
	993	991	42.40	42.20	0.20	52	3.85	0.22	0.114	0.182	0.296	200	0.296	0.19	7.69	8	40.40	40.00
CALLE 228	991	1026	42.20	40.30	1.90	55	34.55	0.22	0.121	4.518	4.639	200	4.639	0.97	28.18	41	40.00	38.45

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESCAR PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 228	1026	1027	40.30	38.20	2.10	54	38.89	0.22	0.119	4.639	4.758	200	4.758	1.09	38.89	39	38.45	36.35
	1027	1028	38.20	35.70	2.50	55	45.45	0.22	0.121	4.757	4.878	200	4.878	1.09	38.18	40	36.35	34.25
	1028	1029	35.70	36.95	-1.25	56	-22.32	0.22	0.123	4.878	5.001	200	5.001	1.25	58.39	36	34.25	30.98
AV. ESTE	920	933	77.60	70.00	7.60	50	152.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.40	152.00	6	76.30	68.70
	933	934	70.00	66.30	3.70	60	61.67	0.22	0.132	0.110	0.242	200	0.242	0.33	61.67	7	68.70	65.00
	934	935	66.30	61.20	5.10	55	92.73	0.22	0.121	0.242	0.363	200	0.363	0.43	92.73	8	65.00	59.90
	935	936	61.20	56.30	4.90	57	85.96	0.22	0.125	0.363	0.488	200	0.488	0.47	92.98	9	59.90	54.60
	936	937	56.30	51.00	5.30	55	96.36	0.22	0.121	0.488	0.609	200	0.609	0.50	89.09	9	54.60	49.70
	937	938	51.00	46.80	4.20	55	76.36	0.22	0.121	0.609	0.730	200	0.730	0.59	74.55	11	49.70	45.60
CALLE 226	938	944	46.80	46.30	0.50	60	8.33	0.22	0.132	0.730	0.862	200	0.862	0.30	10.00	20	45.60	45.00
CALLE 242	921	939	76.40	71.00	5.40	55	98.18	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.37	103.64	6	75.20	69.50
	939	940	71.00	65.00	6.00	55	109.09	0.22	0.121	0.121	0.242	200	0.242	0.39	107.27	6	69.50	63.60
	940	941	65.00	60.40	4.60	53	86.79	0.22	0.117	0.242	0.359	200	0.359	0.48	86.79	7	63.60	59.00
	941	942	60.40	54.80	5.60	56	100.00	0.22	0.123	0.359	0.482	200	0.482	0.49	101.79	7	59.00	53.30
CALLE 223	936	942	56.30	54.80	1.50	60	25.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.15	25.00	6	55.00	53.50
	948	942	55.50	54.80	0.70	52	13.46	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.14	13.46	7	54.20	53.50
CALLE 242	942	943	54.80	49.45	5.35	55	97.27	0.22	0.121	0.728	0.849	200	0.849	0.59	94.55	7	53.30	48.10
	943	944	49.45	46.30	3.15	55	57.27	0.22	0.121	0.849	0.970	200	0.970	0.62	56.36	11	48.10	45.00
AV. S. BARTOLO	944	950	46.30	47.30	-1.00	52	-19.23	0.22	0.114	1.832	1.946	200	1.946	0.67	19.23	28	45.00	44.00
CALLE 241	922	945	74.20	69.00	5.20	54	96.30	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.37	96.30	6	72.90	67.70
	945	946	69.00	64.00	5.00	54	92.59	0.22	0.119	0.118	0.237	200	0.237	0.38	92.59	7	67.70	62.70
	946	947	64.00	60.30	3.70	54	68.52	0.22	0.119	0.236	0.355	200	0.355	0.37	75.93	8	62.70	58.60
	947	948	60.30	55.50	4.80	57	84.21	0.22	0.125	0.354	0.479	200	0.479	0.51	84.21	7	58.60	53.80
	948	949	55.50	50.90	4.60	55	83.64	0.22	0.121	0.479	0.600	200	0.600	0.49	78.18	9	53.80	49.50
	949	950	50.90	47.30	3.60	55	65.45	0.22	0.121	0.600	0.721	200	0.721	0.48	63.64	11	49.50	46.00
AV. S. BARTOLO	950	968	47.30	46.50	0.80	72	11.11	0.22	0.158	2.667	2.825	200	2.825	0.58	7.64	48	44.00	43.45

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC I/s/100	DESC PARC. I/s	DESCAR ACUMUL I/s	DESCAR TOTAL I/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m.m.	Q I/s	V m/s	S m/Km	Y m ^m	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AV. S. BARTOLO	968	969	46.50	45.00	1.50	70	21.43	0.22	0.154	2.825	2.979	200	2.979	0.57	7.14	51	43.45	42.95
	969	970	45.00	44.40	0.60	71	8.45	0.22	0.156	2.979	3.135	200	3.135	0.60	8.45	47	42.95	42.35
	970	971	44.40	43.10	1.30	71	18.31	0.22	0.156	3.135	3.291	200	3.291	0.59	7.75	52	42.35	41.80
CALLE Y	956	972	48.60	47.00	1.60	45	35.56	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.19	35.56	6	47.30	45.70
	972	973	47.00	45.80	1.20	43	27.91	0.22	0.095	0.099	0.194	200	0.194	0.24	27.91	8	45.70	44.50
	973	974	45.80	44.90	0.90	47	19.15	0.22	0.103	0.194	0.297	200	0.297	0.22	21.28	8	44.50	43.50
	974	975	44.90	43.80	1.10	48	22.92	0.22	0.106	0.297	0.403	200	0.403	0.29	20.83	9	43.50	42.50
AV. LIBERTAD	975	971	43.80	43.10	0.70	73	9.59	0.22	0.161	0.402	0.563	200	0.563	0.32	9.59	18	42.50	41.80
AV. S. BARTOLO	971	992	43.10	42.20	0.90	80	11.25	0.22	0.176	3.854	4.030	200	4.030	0.76	15.00	44	41.80	40.60
	992	1034	42.20	44.30	-2.10	54	-38.89	0.22	0.119	4.030	4.149	200	4.149	0.72	11.11	51	40.60	40.00
	1034	1036	44.30	42.10	2.20	55	40.00	0.22	0.121	4.148	4.269	200	4.269	0.69	10.91	55	40.00	39.40
CALLE 232	1037	1036	43.00	42.10	0.90	60	15.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.19	14.17	6	41.60	40.75
AV. S. BARTOLO	1036	1038	42.10	34.60	7.50	80	93.75	0.22	0.176	4.401	4.577	200	4.577	1.42	75.00	35	39.40	33.40
AV. S. MARTIN	1038	1039	34.60	38.00	-3.40	62	-54.84	0.22	0.136	4.577	4.713	200	4.713	0.89	19.68	48	33.40	32.18
	1039	1033	38.00	36.50	1.50	62	24.19	0.22	0.136	4.711	4.847	200	4.847	0.65	9.68	52	32.18	31.58
CALLE 229	993	1030	42.40	41.50	0.90	55	16.36	0.22	0.121	-	0.121	200	0.121	0.18	17.27	7	41.10	40.15
CALLE 231	1034	1035	44.30	43.05	1.25	60	20.83	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.16	7.50	8	42.05	41.60
	1035	1030	43.05	41.50	1.55	60	25.83	0.22	0.132	4.977	5.109	200	5.109	0.98	24.17	47	41.60	40.15
CALLE 229	1030	1031	41.50	40.50	1.00	53	18.87	0.22	0.117	5.109	5.226	200	5.226	0.89	17.92	53	40.15	39.20
CALLE 232	1037	1031	43.00	40.50	2.50	60	41.67	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.17	40.00	6	41.60	39.20
CALLE 229	1031	1032	40.50	37.50	3.00	48	62.50	0.22	0.106	5.358	5.464	200	5.464	1.51	64.58	38	39.20	36.10
	1032	1033	37.50	36.50	1.00	50	20.00	0.22	0.110	5.464	5.574	200	5.574	1.35	72.00	33	36.10	32.50
AV. S. MARTIN	1033	1029	36.50	36.95	-0.45	52	-8.65	0.22	0.114	5.574	5.688	200	5.688	0.78	11.54	60	31.58	30.98
CALLE 162	1029	1042	36.95	34.00	2.95	70	42.14	0.22	0.154	21.183	21.337	250	21.337	1.10	10.00	109	30.98	30.28
	1042	369	34.00	33.95	0.05	55	0.91	0.22	0.121	21.337	21.458	250	21.458	1.18	10.91	108	30.28	29.68
												200						

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 209	675	676	96.50	95.50	1.00	45	22.22	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.22	22.22	5	95.30	94.30
	676	677	95.50	94.00	1.50	55	27.27	0.22	0.121	0.099	0.220	200	0.220	0.26	27.27	6	94.30	92.80
AV. S. MARTIN	677	681	94.00	92.50	1.50	52	28.85	0.22	0.114	0.220	0.334	200	0.334	0.31	28.85	7	92.80	91.30
CALLE 208	678	679	94.95	93.75	1.20	42	28.57	0.22	0.092	-	0.092	200	0.092	0.22	28.57	5	93.75	92.55
	679	680	93.75	92.95	0.80	50	16.00	0.22	0.110	0.092	0.202	200	0.202	0.21	16.00	8	92.55	91.75
CALLE 221	683	680	95.00	92.95	2.05	48	42.71	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.27	42.71	5	93.80	91.75
CALLE 208	680	681	92.95	92.50	0.45	38	11.84	0.22	0.084	0.404	0.488	200	0.488	0.32	11.84	18	91.75	91.30
AV. S. MARTIN	681	684	92.50	95.00	-2.50	48	-52.08	0.22	0.106	0.827	0.933	200	0.933	0.39	12.50	20	91.30	90.70
	384	688	95.00	93.50	1.50	48	31.25	0.22	0.106	0.933	1.039	200	1.039	0.36	10.42	23	90.70	90.20
AV. ESTE	678	682	94.95	94.70	0.25	52	4.81	0.22	0.114	-	0.114	200	0.114	0.20	12.50	7	93.75	93.10
	682	685	94.70	94.90	-0.20	47	-4.26	0.22	0.103	0.114	0.217	200	0.217	0.22	12.77	8	93.10	92.50
CALLE 207	685	686	94.00	93.00	1.00	40	25.00	0.22	0.088	0.217	0.305	200	0.305	0.26	17.50	9	92.50	91.80
	686	687	93.00	92.20	0.80	51	15.69	0.22	0.112	0.305	0.417	200	0.417	0.30	15.69	10	91.80	91.00
CALLE 211	683	687	95.00	92.20	2.80	48	58.33	0.22	0.106	-	0.106	200	0.106	0.31	58.33	6	93.80	91.00
CALLE 207	687	688	92.20	91.50	0.70	43	16.28	0.22	0.095	0.523	0.618	200	0.618	0.39	18.60	11	91.00	90.20
AV. S. MARTIN	688	691	91.50	88.80	2.70	52	51.92	0.22	0.114	1.657	1.771	200	1.771	0.72	50.00	20	90.20	87.60
CALLE 206	689	690	94.00	94.40	-0.40	45	-8.89	0.22	0.099	1.771	1.870	200	1.870	0.51	8.89	38	92.80	92.40
	690	691	94.40	98.80	-4.40	62	-70.97	0.22	0.136	1.870	2.006	200	2.006	0.89	77.42	20	92.40	87.60
AV. S. MARTIN	691	692	98.80	90.40	8.40	58	144.83	0.22	0.128	2.006	2.134	200	2.134	0.55	10.34	34	87.60	87.00
	692	749	90.40	89.80	0.60	72	8.33	0.22	0.158	2.133	2.291	200	2.291	0.57	8.33	39	87.00	86.40
	749	750	89.80	86.45	3.35	54	62.04	0.22	0.119	2.291	2.410	200	2.410	0.69	21.30	35	86.40	85.25
	750	751	86.45	81.00	5.45	53	102.83	0.22	0.117	2.409	2.526	200	2.526	1.04	102.83	20	85.25	79.80
	751	752	81.00	77.40	3.60	52	69.23	0.22	0.114	2.526	2.640	200	2.640	0.87	73.08	22	79.80	76.00
	752	753	77.40	72.00	5.40	52	103.85	0.22	0.114	2.640	2.754	200	2.754	1.04	100.00	21	76.00	70.80
CALLE 205	748	747	89.80	90.60	-0.80	53	-15.09	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.21	12.26	6	88.60	87.95
	747	746	90.60	85.90	4.70	53	88.68	0.22	0.117	0.117	0.234	200	0.234	0.39	66.98	7	87.95	84.40

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESC PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	696	706	94.60	93.50	1.10	45	24.44	0.22	0.099	-	0.099	0.29	48.89	5	93.40	91.20		
CALLE 195	706	717	93.50	88.50	5.00	61	81.97	0.22	0.134	0.099	0.233	0.35	63.93	7	91.20	87.30		
	717	728	88.50	83.60	4.90	55	89.09	0.22	0.121	0.233	0.354	0.47	90.91	6	87.30	82.30		
	728	733	83.60	81.20	2.40	55	43.64	0.22	0.121	0.354	0.475	0.39	45.45	9	82.30	79.80		
	733	738	81.20	77.00	4.20	55	76.36	0.22	0.121	0.475	0.596	0.51	74.55	9	79.80	75.70		
	738	744	77.00	75.10	1.90	55	34.55	0.22	0.121	0.596	0.717	0.48	47.27	10	75.70	73.10		
	744	753	75.10	72.00	3.10	53	58.49	0.22	0.117	4.042	4.159	1.04	43.40	35	73.10	70.80		
AV. S. MARTIN	753	754	72.00	70.20	1.80	52	34.62	0.22	0.114	6.913	7.027	1.20	36.54	48	70.80	68.90		
	754	755	70.20	67.90	2.30	52	44.23	0.22	0.114	7.027	7.141	1.32	46.15	46	68.90	66.50		
CALLE 194	695	705	94.30	93.20	1.10	45	24.44	0.22	0.099	-	0.099	0.22	24.44	6	93.10	92.00		
	705	716	93.20	88.20	5.00	64	78.13	0.22	0.141	0.099	0.240	0.39	85.94	6	92.00	86.50		
	716	727	88.20	83.40	4.80	54	88.89	0.22	0.119	0.240	0.359	0.47	85.19	7	86.50	81.90		
	727	732	83.40	78.60	4.80	54	88.89	0.22	0.119	0.358	0.477	0.50	85.19	8	81.90	77.30		
	732	737	78.60	75.00	3.60	56	64.29	0.22	0.123	0.476	0.599	0.51	76.79	9	77.30	73.00		
	737	743	75.00	70.20	4.80	55	87.27	0.22	0.121	0.599	0.720	0.55	72.73	11	73.00	69.00		
CALLE 205	744	743	75.10	70.20	4.90	50	98.00	0.22	0.110	-	0.110	0.39	94.00	5	73.70	69.00		
	743	742	70.20	71.90	-1.70	53	-32.08	0.22	0.117	0.830	0.947	0.34	9.43	21	69.00	68.50		
CALLE 193	694	704	94.60	93.00	1.60	45	35.56	0.22	0.099	-	0.099	0.29	35.56	5	93.40	91.80		
	704	715	93.06	87.80	5.26	62	84.84	0.22	0.136	0.099	0.235	0.67	88.71	10	91.80	86.30		
	715	723	87.80	82.95	4.85	55	88.18	0.22	0.121	1.083	1.204	0.75	93.64	12	86.30	81.15		
	723	731	82.95	79.30	3.65	54	67.59	0.22	0.119	1.204	1.323	0.70	69.44	14	81.15	77.40		
	731	736	79.30	75.70	3.60	56	64.29	0.22	0.123	1.322	1.445	0.76	63.39	16	77.40	73.85		
	736	742	75.70	71.90	3.80	55	69.09	0.22	0.121	1.445	1.566	0.79	80.91	15	73.85	69.40		

CENTRO DE MANTENIMIENTO

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG	PEND. TERR.	COEF. DESC	DESCAR PARC.	DESCAR ACUMUL	DESCAR TOTAL	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								∅ m. m.	Q	V	S	Y	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 55	778	779	94.50	93.00	1.50	54	27.78	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.25	27.78	6	93.30	91.80
	779	780	93.00	90.00	3.00	53	56.60	0.22	0.117	0.117	0.234	200	0.234	0.36	56.60	6	91.80	88.80
CALLE 52	785	780	90.30	90.00	0.30	53	5.66	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.20	13.21	7	88.60	87.90
CALLE 55	780	781	90.00	84.50	5.50	49	112.24	0.22	0.108	0.352	0.460	200	0.460	0.44	93.88	7	87.90	83.30
	781	773	84.50	80.10	4.40	48	91.67	0.22	0.106	0.460	0.566	200	0.566	0.59	129.17	6	83.30	77.10
CALLE 50	774	773	85.30	80.10	5.20	53	98.11	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.47	130.19	5	84.00	77.10
	771	772	81.90	78.60	3.30	45	73.33	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.36	73.33	5	80.70	77.40
	772	773	78.60	80.10	-1.50	49	-30.61	0.22	0.108	0.099	0.207	200	0.207	0.23	14.29	8	77.40	76.70
CALLE 55	773	1040	80.10	75.50	4.60	56	82.14	0.22	0.123	0.890	1.013	200	1.013	0.57	31.25	19	76.70	74.95
	1040	764	75.50	77.60	-2.10	90	-23.33	0.22	0.198	1.013	1.211	200	1.211	0.42	11.00	26	74.95	73.96
	764	765	77.60	77.00	0.60	60	10.00	0.22	0.132	1.211	1.343	200	1.343	0.45	7.67	31	73.96	73.50
	765	766	77.00	76.90	0.10	62	1.61	0.22	0.136	1.343	1.479	200	1.479	0.49	9.68	30	73.50	72.90
CALLE 54	782	783	94.70	93.50	1.20	50	24.00	0.22	0.110	-	0.110	200	0.110	0.22	24.00	5	93.50	92.30
CALLE 56	783	784	93.50	92.80	0.70	60	11.67	0.22	0.132	0.110	0.242	200	0.242	0.21	11.67	8	92.30	91.60
CALLE 53	787	788	94.50	93.00	1.50	47	31.91	0.22	0.103	-	0.103	200	0.103	0.27	31.91	5	93.30	91.80
	788	784	93.00	92.80	0.20	45	4.44	0.22	0.099	0.104	0.203	200	0.203	0.23	17.78	7	91.80	91.00
CALLE 56	784	785	92.80	90.30	2.50	42	59.52	0.22	0.092	0.449	0.541	200	0.541	0.47	57.14	8	91.00	88.60
	785	786	90.30	86.80	3.50	48	72.92	0.22	0.106	0.541	0.647	200	0.647	0.49	62.50	9	88.60	85.60
	786	774	86.80	85.30	1.50	44	34.09	0.22	0.097	0.647	0.744	200	0.744	0.48	47.73	10	85.60	83.50
CALLE 50	792	774	90.90	85.30	5.60	62	90.32	0.22	0.136	-	0.136	200	0.136	0.40	98.39	5	89.60	83.50
CALLE 57	774	775	85.30	84.10	1.20	50	24.00	0.22	0.110	0.880	0.990	200	0.990	0.41	14.00	18	83.50	82.80
CALLE 49	793	775	89.90	84.10	5.80	64	90.63	0.22	0.141	-	0.141	200	0.141	0.39	90.62	6	88.60	82.80
CALLE 57	775	776	84.10	83.90	0.20	52	3.85	0.22	0.114	1.131	1.245	200	1.245	0.44	15.38	22	82.80	82.00
CALLE 51	789	790	94.90	93.68	1.22	53	23.02	0.22	0.117	-	0.117	200	0.117	0.30	32.08	6	93.70	92.00
	790	791	93.60	90.20	3.40	55	61.82	0.22	0.121	0.117	0.238	200	0.238	0.38	54.55	6	92.00	89.00
CALLE 58	791	792	90.20	90.90	-0.70	50	-14.00	0.22	0.110	0.238	0.348	200	0.348	0.23	10.00	8	89.00	88.50

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

43

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA				COTA DE FONDO		
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 50	795	796	94.90	94.00	0.90	54	16.67	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.20	16.67	6	93.70	92.80
	796	792	94.00	90.90	3.10	54	57.41	0.22	0.119	0.119	0.238	200	0.238	0.40	79.63	6	92.80	88.50
CALLE 58	792	793	90.90	89.80	1.10	53	20.75	0.22	0.117	0.475	0.592	200	0.592	0.36	9.43	16	88.50	88.00
CALLE 49	797	798	93.50	91.30	2.20	54	40.74	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.28	42.59	6	92.30	90.00
	798	793	91.30	89.80	1.50	55	27.27	0.22	0.121	0.119	0.240	200	0.240	0.30	36.36	8	90.00	88.00
CALLE 58	793	794	89.80	88.60	1.20	54	22.22	0.22	0.119	0.829	0.948	200	0.948	0.39	12.96	19	88.00	87.30
CALLE 48	799	800	90.90	87.50	3.40	49	69.39	0.22	0.108	-	0.108	200	0.108	0.33	69.39	6	89.70	86.30
	800	794	87.50	88.60	-1.10	45	-24.44	0.22	0.099	0.108	0.207	200	0.207	0.20	11.11	8	86.30	85.80
	794	776	88.60	83.90	4.70	64	73.44	0.22	0.141	1.154	1.295	200	1.295	0.69	48.44	18	85.80	82.70
CALLE 57	776	777	83.90	80.30	3.60	51	70.59	0.22	0.112	2.540	2.652	200	2.652	0.87	56.86	26	82.00	79.10
CALLE 47	801	802	85.50	86.00	-0.50	67	-7.46	0.22	0.147	-	0.147	200	0.147	0.27	37.31	6	87.30	84.80
	802	777	86.00	80.30	5.70	69	82.61	0.22	0.152	0.147	0.299	200	0.299	0.43	82.61	6	84.80	79.10
CALLE 57	777	766	80.30	76.90	3.40	54	62.96	0.22	0.119	2.951	3.070	200	3.070	1.17	64.81	30	79.10	75.60
CALLE 46	803	804	88.00	80.50	7.50	58	129.31	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.45	125.86	5	86.80	79.50
	804	766	80.50	76.90	3.60	58	62.07	0.22	0.128	0.127	0.255	200	0.255	0.37	67.24	7	79.50	75.60
CALLE 57	766	767	76.90	72.50	4.40	70	62.86	0.22	0.154	4.802	4.956	200	4.956	0.94	24.29	44	72.90	71.20
	767	768	72.50	69.50	3.00	64	46.88	0.22	0.141	4.956	5.097	200	5.097	1.19	46.88	36	71.20	68.20
	768	769	69.50	67.90	1.60	58	27.59	0.22	0.128	5.097	5.225	200	5.225	0.99	25.86	45	68.20	66.70
	769	770	67.90	69.00	-1.10	56	-19.64	0.22	0.123	5.224	5.347	200	5.347	0.66	7.14	63	66.70	66.30
AV. NORTE	770	809	69.00	70.20	-1.20	53	-22.64	0.22	0.117	5.347	5.464	200	5.464	0.71	9.43	60	66.30	65.80
CALLE 59	805	806	80.30	76.80	3.50	65	53.85	0.22	0.143	-	0.143	200	0.143	0.33	53.85	6	79.10	75.60
	806	807	76.80	71.80	5.00	66	75.76	0.22	0.145	0.143	0.288	200	0.288	0.39	75.76	6	75.60	70.60
	807	808	71.80	70.60	1.20	58	20.69	0.22	0.128	0.288	0.416	200	0.416	0.31	20.69	9	70.60	69.40
	808	809	70.60	70.20	0.40	58	6.90	0.22	0.128	0.415	0.543	200	0.543	0.31	8.62	17	69.40	68.90
AV. NORTE	809	814	70.20	69.20	1.00	55	18.18	0.22	0.121	6.006	6.127	200	6.127	0.76	9.09	63	65.80	65.30
CALLE 60	810	811	85.30	83.00	2.30	66	34.85	0.22	0.145	-	0.145	200	0.145	0.36	33.33	6	84.10	81.90

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS m.	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESC PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								ø m. m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
CALLE 60	811	812	83.00	74.10	8.90	66	134.85	0.22	0.145	0.145	0.290	200	0.290	0.50	136.36	6	81.90	72.90
	812	813	74.10	70.00	4.10	58	70.69	0.22	0.128	0.290	0.418	200	0.418	0.46	70.69	7	72.90	68.80
	813	814	70.00	69.20	0.80	58	13.79	0.22	0.128	0.417	0.545	200	0.545	0.33	13.79	14	68.80	68.00
AV. NORTE	814	817	69.20	65.20	4.00	54	74.07	0.22	0.119	6.671	6.790	200	6.790	1.17	35.19	47	65.30	63.40
CALLE 61	815	816	78.50	68.00	10.50	58	181.03	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.49	167.24	5	76.50	66.80
	816	817	68.00	65.20	2.80	56	50.00	0.22	0.123	0.127	0.250	200	0.250	0.35	60.71	6	66.80	63.40
AV. NORTE	817	845	65.20	60.10	5.10	54	94.44	0.22	0.119	7.039	7.158	200	7.158	1.65	85.19	38	63.40	58.80
	845	846	60.10	60.00	0.10	53	1.89	0.22	0.117	7.157	7.274	200	7.274	0.67	5.66	77	58.80	58.50
	846	847	60.00	59.50	0.50	35	14.29	0.22	0.077	7.274	7.351	200	7.351	0.98	17.14	59	58.50	57.90
	847	848	59.50	57.70	1.80	56	32.14	0.22	0.123	7.351	7.474	200	7.474	1.16	30.36	51	57.90	56.20
	848	849	57.70	56.80	0.90	24	37.50	0.22	0.053	7.474	7.527	200	7.527	1.26	25.00	47	56.20	55.60
CALLE 34	851	852	67.00	64.70	2.30	31	74.19	0.22	0.068	-	0.068	200	0.068	0.30	74.19	5	65.80	63.50
	852	853	64.70	61.20	3.50	32	109.38	0.22	0.070	0.063	0.133	200	0.133	0.39	109.38	5	63.50	60.00
	853	849	61.20	56.80	4.40	54	81.48	0.22	0.119	0.133	0.252	200	0.252	0.38	81.48	6	60.00	55.60
AV. NORTE	849	850	56.80	55.80	1.00	32	31.25	0.22	0.070	7.778	7.848	200	7.848	1.31	43.75	48	55.60	54.20
CALLE 36	850	833	55.80	51.30	4.50	50	90.00	0.22	0.110	7.848	7.958	200	7.958	1.66	82.00	39	54.20	50.10
	833	841	51.30	48.40	2.90	50	58.00	0.22	0.110	7.958	8.068	200	8.068	1.80	99.00	38	50.10	45.15
CALLE 33	818	819	67.60	67.00	0.60	45	13.33	0.22	0.099	-	0.099	200	0.099	0.20	17.78	6	66.30	65.50
	819	820	67.00	63.80	3.20	45	71.11	0.22	0.099	0.099	0.198	200	0.198	0.35	73.33	7	65.50	62.20
	820	824	63.80	57.40	6.40	60	106.67	0.22	0.132	0.198	0.330	200	0.330	0.47	105.00	6	62.20	55.90
CALLE 32	824	825	57.40	53.80	3.60	49	73.47	0.22	0.108	0.330	0.438	200	0.438	0.46	73.47	8	55.90	52.30
CALLE 39	846	825	60.00	53.80	6.20	46	134.78	0.22	0.101	-	0.101	200	0.101	0.47	141.30	5	58.80	52.30
	825	830	53.80	50.60	3.20	55	58.18	0.22	0.121	0.101	0.222	200	0.222	0.35	54.55	8	52.30	49.30
	830	838	50.60	48.40	2.20	53	41.51	0.22	0.117	0.222	0.339	200	0.339	0.34	39.62	9	49.30	47.20
CALLE 41	823	828	61.50	56.50	5.00	56	89.29	0.22	0.123	-	0.123	200	0.123	0.36	89.29	6	60.30	55.30
	828	836	56.50	52.30	4.20	56	75.00	0.22	0.123	0.123	0.246	200	0.246	0.39	83.93	7	55.30	50.60

FORMATO PARA CALCULO HIDRAULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

CALLE	BUZON		COTA DE TERRENO		DIF. DE COTAS	LONG m.	PEND. TERR. m/Km	COEF. DESC l/s/100	DESCAR PARC. l/s	DESCAR ACUMUL l/s	DESCAR TOTAL l/s	ALCANTARILLA					COTA DE FONDO	
	DEL	AL	EXT. SUP.	EXT. INF.								Ø m.m.	Q l/s	V m/s	S m/Km	Y mm	EXT. SUP.	EXT. INF.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AV. NORTE	837	838	51.20	48.40	2.80	50	56.00	0.22	0.110	0.615	0.725	200	0.725	0.50	56.00	10	50.00	47.20
	838	839	48.40	47.80	0.60	50	12.00	0.22	0.110	0.725	0.835	200	0.835	0.40	14.00	18	47.20	46.50
CALLE 38	847	831	59.50	52.05	7.45	58	128.45	0.22	0.128	-	0.128	200	0.128	0.43	129.31	6	58.20	50.70
	831	839	52.05	47.80	4.25	80	53.13	0.22	0.176	0.128	0.304	200	0.304	0.37	52.50	8	50.70	46.50
AV. NORTE	839	840	47.80	48.05	-0.25	50	-5.00	0.22	0.110	1.138	1.248	200	1.248	0.45	10.00	27	46.50	46.00
CALLE 37	848	832	57.70	51.40	6.30	60	105.00	0.22	0.132	-	0.132	200	0.132	0.39	105.83	6	56.60	50.25
	832	840	51.40	48.05	3.35	58	57.76	0.22	0.128	0.132	0.260	200	0.260	0.38	73.28	7	50.25	46.00
AV. NORTE	840	841	48.05	48.40	-0.35	52	-6.73	0.22	0.114	1.507	1.621	200	1.621	0.40	16.35	18	46.00	45.15
CALLE 36	841	BEX-3	48.40	45.10	3.30	56	58.93	0.22	0.123	9.689	9.812	200	9.812	1.17	22.32	67	45.15	43.90
CALLE 53	851	854	67.00	61.00	6.00	44	136.36	0.22	0.097	-	0.097	200	0.097	0.41	136.36	5	65.80	59.80
	854	855	61.00	55.10	5.90	44	134.09	0.22	0.097	0.097	0.194	200	0.194	0.51	134.09	6	59.80	53.90
CALLE 22	859	855	63.00	55.10	7.90	74	106.76	0.22	0.163	-	0.163	200	0.163	0.41	102.70	6	61.50	53.90
AV. NORTE	855	856	55.10	52.60	2.50	70	35.71	0.22	0.154	0.357	0.511	200	0.511	0.39	34.29	18	53.90	51.50
	856	857	52.60	52.00	0.60	69	8.70	0.22	0.152	0.511	0.663	200	0.663	0.35	10.14	21	51.50	50.80
CALLE 22	859	862	63.00	62.40	0.60	74	8.11	0.22	0.163	-	0.163	200	0.163	0.21	8.11	9	61.50	60.90
CALLE 36	862	863	62.40	62.50	-0.10	57	-1.75	0.22	0.125	0.163	0.288	200	0.288	0.24	10.53	9	60.60	60.00
AV. NORTE	963	857	62.50	52.00	10.50	57	184.21	0.22	0.125	0.288	0.413	200	0.413	0.57	161.40	6	60.00	50.80
AV. SUR	857	843	52.00	46.80	5.20	40	130.00	0.22	0.088	1.076	1.164	200	1.164	0.75	125.00	10	50.50	45.50
AV. SUR	843	844	46.80	45.40	1.40	40	35.00	0.22	0.088	1.164	1.252	200	1.252	0.59	32.50	18	45.50	44.20
PJE. A	844-A	844	50.40	45.40	5.00	80	62.50	0.22	0.176	-	0.176	200	0.176	0.36	61.25	6	49.20	44.30
AV. SUR	844	BEX-3	45.40	45.10	0.30	47	6.38	0.22	0.103	1.428	1.531	200	1.531	0.46	8.51	32	44.30	43.90
CALLE 43	821	826	65.40	60.50	4.90	57	85.96	0.22	0.125	-	0.125	200	0.125	0.47	91.23	5	64.20	59.00
	826	834	60.50	52.00	8.50	55	154.55	0.22	0.121	0.125	0.246	200	0.246	0.51	149.09	6	59.00	50.80
CALLE 31	834	835	52.00	50.60	1.40	54	25.93	0.22	0.119	0.248	0.367	200	0.367	0.32	24.07	9	50.80	49.50
CALLE 42	822	827	62.20	55.00	7.20	54	133.33	0.22	0.119	-	0.119	200	0.119	0.47	138.89	6	61.00	53.50
	827	835	55.00	50.60	4.40	56	78.57	0.22	0.123	0.119	0.242	200	0.242	0.40	76.79	7	53.50	49.20

CAPITULO VII

UBICACION DE LAS TUBERIAS

1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para efectuar el diseño del trazo definitivo de las tuberías, previamente se fijarán las secciones transversales de todas las calles del proyecto.

Para las calles de 20.00 m. de ancho o menos se proyectará la línea de agua potable en el lado de mayor altura de la calzada, de ser posible en la zona de jardín y en donde exista el mayor número de lotes con frente a esa calzada, siempre que no contradiga la condición anterior; y una línea de alcantarillado en el eje de la calle.

En las calles y avenidas de más de 20.00 m. de ancho, se proyectará a cada lado de la calzada la línea de agua potable y la de alcantarillado, salvo el caso de que el reducido número de conexiones domiciliarias haga que para cualesquiera de los dos servicios, justifique una sola línea.

Si el ancho de la vereda lo permite y no hay posibilidad de interferencia con otros servicios públicos, la tubería de agua potable podrá ubicarse en ella, pero la distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo, deberá ser como mínimo 1.50 m.

Las tuberías de alcantarillado, también podrán ubicarse en la vereda si se mantienen las condiciones anteriores, pero la distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo, deberá ser como mínimo 2.00 m.

Siempre y cuando lo permita la sección transversal de las calles, las tuberías para agua potable se ubicarán, respecto a otros servicios públicos, en forma tal que la menor distancia entre ellos, media entre los planos tangentes respectivos sea:

- A tubería de agua potable 0.80 m.
- A canalización de regadío 0.80 m.
- A cables eléctricos, telefónicos, etc. 2.00 m.

En vías peatonales, pueden reducirse las distancias entre tuberías y entre éstas y los límites de propiedad, así como los recubrimientos que se mencionan en artículos posteriores, siempre y cuando:

- Se diseñe protección especial a las tuberías para evitar su fisuramiento o ruptura.
- Se utilice tuberías de desagüe de calidad tal, que garantice que no se producirán filtraciones.
- Las vías peatonales diseñadas presenten elementos (bancas, jardineras, etc.), que impidan el paso de vehículos.

En caso de posibles interferencias con otros servicios públicos, se deberá coordinar con las empresas afectadas a fin de diseñar con ellas la protección adecuada. La solución que se adopte deberá contar con la aprobación de la Entidad respectiva.

En los puntos de cruce de tuberías de alcantarillado con tuberías de agua potable, el diseño deberá contemplar preferentemente el pase de éstas por encima de aquellas, con una distancia mínima de 0.25 m. medida entre los planos horizontales tangentes respectivos. En el diseño se debe indicar que el punto de cruce deberá coincidir con el centro de un tubo de agua, con el objeto de evitar que la unión quede próxima al colector.

Si por razones de niveles, no es posible proyectar la tubería de agua potable en forma que cruce sobre una tubería de alcantarillado, en la forma prescrita anteriormente y es imprescindible proyectarla cruzándola por la parte inferior, será preciso diseñar un recubrimiento con concreto en el colector, en una longitud de 3.00 m. a cada lado del punto de cruce.

2 LINEAS DE AGUA POTABLE

Las tuberías de agua potable se proyectarán a una profundidad tal, que asegure satisfacer a la más desfavorable de las siguientes condiciones:

a). Un recubrimiento mínimo de 1.00 m. sobre la clave del tubo, en relación con el nivel de la calzada; salvo vías peatonales donde el recubrimiento podrá ser menor.

b). La profundidad necesaria para no interferir con otros servicios públicos existentes y/o proyectados; ubicados principalmente en las calles transversales a la línea de la tubería.

En ningún caso la parte más elevada de las válvulas podrá quedar a menos de 0.60 m. por debajo de la calzada.

No se proyectará ninguna tubería de agua, que pase a través, o entre en contacto con ninguna cámara de inspección del sistema de alcantarillado ni con canales para agua de riego.

En todos los cambios de dirección, deberán emplearse codos con sus correspondientes anclajes. Sin embargo, podrán proyectarse a líneas curvas que se amolden al trazo de las calles, siempre que el ángulo de deflexión entre dos tubos consecutivos, no sea mayor al que indiquen los fabricantes.

3 LINEAS DE ALCANTARILLADO

Los colectores se proyectarán a una profundidad tal, que asegure satisfacer a la más desfavorable de las siguientes condiciones:

a). La profundidad requerida para prever el drenaje de las áreas vecinas.

b). La profundidad necesaria para no interferir con otros servicios público existentes y/o proyectados, ubicados principalmente en las calles transversales a la línea del colector.

c). Asegurar el drenaje de todos los lotes que den frente a la calle en la que estará ubicado colector, considerando que por lo menos las dos terceras ($2/3$) partes de cada lote en profundidad, puedan descargar por gravedad, partiendo la instalación interior con 0.30 m. por debajo del nivel del terreno y con una pendiente mínima de quince por mil ($15^{\circ}/100$).

CAPITULO VIII

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE REDES DE AGUA

1 OBJETIVO

Abastecer de agua a los usuarios a través de las redes de distribución constituidas por tuberías matrices, secundarias y conexiones domiciliarias, cumpliendo con las condiciones siguientes:

- Buena calidad
- Suficiente cantidad
- Servicio Económico
- Presión mínima necesaria
- Incrementar la vida útil de los elementos que lo conforman. *Et.1'*

2 ESTRUCTURA ORGANIZATIVA

Personal técnico: conocedor de las condiciones de diseño del sistema de distribución, el procedimiento de construcción y su funcionamiento.

Ingenieros sanitarios, o civiles, técnicos sanitarios, topógrafos, dibujantes, capataces y operarios especializados.

Equipo y maquinarias: propias de las obras sanitarias y herramientas.

Parque automotor: para el transporte del personal, materiales y equipos.

Almacén: con un stock de materiales que responda a estadísticas de necesidades promedio.

Oficina y depósito.

Taller de reparación de equipos, maquinarias y vehículos.

Taller de medidores

Inventario Técnico, con el catastro de redes actualizado, planos, memoria, especificaciones técnicas, etc.

Sistema de Control, directivas y funcionarios.

3. OPERACION DE REDES

La operación es una maniobra que se realiza en el sistema de redes sin que ello altere su constitución o estructura.

Regulación de válvulas: tiene el propósito de lograr un reparto equitativo del agua. Previamente se realizan movimientos periódicos de las válvulas para observar su estado de funcionamiento, siendo aconsejable en ciclos de 6 meses como máximo.

Revisión de hidrantes , para verificar su funcionamiento y hermetismo.

Puesta en servicio: para esta acción es muy importante la purga permanente y así evitar golpes de ariete. Las tuberías deben llenarse lentamente desde el punto más bajo. Así el agua empuja el aire hacia los puntos más altos donde es expulsado por medio de válvulas de aire o hidrantes.

Un llenado lento evita que el agua y el aire se mezclen, si el llenado es rápido, la disolución de agua y aire se produce después de cierto tiempo localizándose las burbujas de aire en los puntos altos de la tubería. Con la turbulencia los sedimentos o incrustaciones de líneas antiguas se desprenden enturbiando el agua.

4 CONTROLES DE LA RED

Se realizan para establecer si la red de abastecimiento funciona bajo condiciones normales.

Las variaciones extraordinarias, de caudal, presión y consumo denotan irregularidades en la red.

Presiones

Con la ayuda de los manómetros se toman presiones en distintos puntos de la red, registrándolos en el tiempo. La frecuencia y regularidad de estos registros permiten definir las condiciones de funcionamiento de la red. Una fuerte caída de presión durante el consumo diario, denota alteración en la capacidad de conducción, originado por incrustaciones, taponamientos o defectos de válvulas.

La disminución permanente de la presión puede ser originado por la rotura de tubería o la apertura de una válvula en un punto bajo del sistema de abastecimiento.

Protección Catódica

Revisión continua de la protección catódica contra la corrosión, midiendo la corriente de protección así como la tensión de salida y el potencial tubería suelo.

Vigilancia de calidad del agua.

Toma periódica de un determinado número de muestras de agua de la red para análisis físico químico y bacteriológico.

No deben exceder los límites admisibles y permisibles según las normas.

5 DAÑOS EN LAS TUBERIAS Y SUS CAUSAS

ROTURA DE TUBERIAS

Se originan cuando la resistencia del material es sobrepasada o es disminuida por efectos extraordinarios como movimientos del terreno, errores de instalación, mal trato , sobrepresión, procesos químicos y electrolíticos.

Tipos de Rotura

a)- Circular

Se deben a esfuerzos longitudinales y de flexión, si una rotura es causada por una carga continua entonces el punto de ruptura está abierto o el final de la tubería está desplazado en la dirección axial. Al no cambiar la posición de la tubería, se puede pensar que las causas de la ruptura fueron vibraciones en el terreno.

El proceso de ruptura se favorece cuando se presentan fuerzas de reacción, las que aparecen en las paredes zanjás, soportes de tubería y en fondos de zanjás no uniformes o rocosos.

b)- Longitudinal

Se presenta principalmente en tuberías de gran diámetro, que normalmente son resistentes a la flexión. En el sentido longitudinal es desfavorable la relación diámetro/espesor de pared para la resistencia transversal en el eje de la tubería, e comparación con las tuberías de pequeños diámetros nominales. Al presentarse una falla longitudinal se corta la resistencia anular de la tubería, la presión de trabajo y la carga del terreno conducen a una segunda ruptura en la pared de la tubería.

6 CORROSION

Las causas de este tipo de daño son proceso químicos y electroquímicos, los que destruyen el material de la tubería ya sea atacándola en grandes áreas en sectores a través de depresiones o agujeros.

En la tubería se dan los procesos de corrosión, tanto en el lado interno como en el externo, por protección insuficiente.

7 PERMEABILIDAD DE LAS UNIONES DE TUBERÍA

Se presenta de acuerdo al tipo de unión.

Las uniones campana con empaque de material deformable, disminuyen la rigidez de la unión, permitiendo el pase de agua.

La permeabilidad aparece también cuando en la punta hay deflexiones muy fuertes.

8 DAÑOS EN LAS VALVULAS

Frecuentemente las causas de los daños es la excesiva fuerza en la operación de las válvulas, su funcionamiento se perjudica además con la formación de sarro, corrosión y sedimentación, pues estas bloquean el proceso de los elementos del cierre.

Por ejemplo, cuando una válvula de compuerta no tienen un cierre hermético y no se logra ningún respaldo con un lavado, entonces se debe abrir la armadura para una limpieza.

Una forma frecuente de daño se presenta por la permeabilidad de la prensa-estopa de las válvulas.

La empaquetadura con el transcurso del tiempo se pudre dejando de ser garantía para un cierre hermético.

9 MANTENIMIENTO DE REDES

Reparación de tuberías

Los daños provenientes de roturas o por la formación aislada de agujeros pueden ser reparados con abrazaderas herméticas. Las abrazaderas presionan contra una

cubierta de jebes en el lugar de la falla, que recubre el daño para impermeabilizar la tubería.

Si existe un daño en la unión de la tubería, entonces esta es renovada en la forma original.

La tubería debe ser reemplazada cuando se presenten fallas longitudinales, desprendimientos de la capa superior o formación de agujeros en una gran área.

Reparación de válvulas

Los trabajos de reparación en el lugar de la instalación, ocurren cuando las varillas de manipulación, ejes, pernos y juntas pueden ser ajustadas o cambiadas.

Las posibilidades de reparación provienen de las situaciones particulares de las partes de cambio existentes.

10 DESARROLLO BACTERIANO EN LAS REDES

El agua debe satisfacer determinadas exigencias en lo que a calidad de agua se refiere. Debe entregarse al consumidor de forma que su uso no dañe la salud, particularmente a través de organismos patógenos.

Esto significa, que solamente determinadas sustancias en determinadas concentraciones deben estar presentes en el agua para consumo humano. Esto es válido también para el campo microbiológico, en el que la reglamentación para agua potable ha fijado límites guía.

Por desarrollo bacteriano se entiende el aumento de microorganismos unicelulares también llamados bacterias, que se encuentran en cualquier ambiente y por lo tanto también en cualquier línea de tubería.

El desarrollo bacteriano se favorece en medios de cultivo. En las redes, se presenta en los puntos donde existe un flujo mínimo.

Por diferentes motivos pueden llegar a las líneas de abastecimiento de agua potable sustancias contaminantes, las que contienen organismo patógenos. Estos son producto de contaminación fecal (excremento humanos o de animales), al introducirse aguas residuales en las líneas de tubería o cuando por presiones negativas son succionadas aguas residuales.

EXAMENES BACTERIOLOGICOS DEL AGUA POTABLE

Las bacterias coliformes, se encuentran presente en gran cantidad en el intestino, por lo tanto el agua que haya entrado en contacto con residuos fecales, también las contiene y se deduce entonces, la presencia de organismos patógenos.

Las bacterias coliformes por sí mismas no constituyen ningún peligro para la salud. Son un indicador de contaminación, utilizado en los análisis de laboratorio.

El análisis bacteriológico debe llevarse a cabo de preferencia en un laboratorio equipado con las instalaciones básicas. Si las muestras no pueden ser procesadas en un laboratorio dentro de las 24 horas siguientes a su recolección, deberá utilizarse equipos portátiles.

MEDIDAS PARA EVITAR EL DESARROLLO BACTERIANO

a)- Preventivas

Se refiere sobre todo al cuidado en la ejecución de los trabajos en las redes de abastecimiento, a fin de no provocar contaminación.

Cuidar que al vaciar una línea de tubería no se produzca la introducción de agua contaminada, por daños en la misma.

No originar succión de aguas contaminadas por la producción de presiones negativas por taponamiento.

Evitar se instalen tuberías o válvulas contaminadas.

b)- Limpieza de líneas de tubería

Bajo condiciones favorables, sólo el empleo de ésta medida es efectiva.

c)- Incremento del contenido de cloro en el agua.

En la reglamentación para la calidad del agua se especifica que el agua para consumo humano debe ser desinfectada con cloro y después del tratamiento debe existir con contenido de cloro residual como garantía de potabilidad.

Un incremento en el contenido de cloro debe ser autorizado por el Ministerio de Salud y debe ser comunicado a los usuarios.

d)- Desinfección de líneas de tuberías.

Una línea de tubería debe ser desinfectado cuando está contaminada o existe la sospecha de contaminación. Generalmente se utiliza preparados de hipoclorito. ejemplo el hipoclorito de calcio granulado o hipoclorito de sodio en forma de tabletas o líquido, como solución de soda cáustica.

Para realizar la desinfección es más apropiado el proceso de tiempo de contacto.

Este puede ser empleado con diferentes concentraciones de cloro y tiempo de duración del efecto. Se obtienen buenos resultados con una concentración de cloro de 50 mg/lt.cl₂ en un tiempo de duración del efecto de 24 horas.

11 LIMPIEZA DE LAS TUBERIAS DE AGUA

Si el agua que se proporciona para el consumo humano se ve afectada en su condición higiénica o se perjudica las líneas de abastecimiento para conducirla, puede ser remediado con el lavado o procesos especiales de limpieza de tuberías.

LAVADO DE LINEAS DE TUBERÍA

Puede ser necesario por múltiples razones:

- Lavado previo a la puesta en funcionamiento de una línea de tubería.
- Lavado de tramos de tuberías con poca circulación de agua.
- Lavado par eliminar sustancias extrañas.
- Lavado después de la desinfección.

LIMPIEZA MECANICA DE LA TUBERÍA

Es una medida que supera la efectividad de los tipos más comunes de lavado de tuberías.

a)- Con Instrumentos

Los instrumentos para limpieza son hallados dentro de las tuberías por el cable de un restante. El tipo de instrumentos para limpieza y la calidad de los procesos están condicionados al espesor de la capa y la resistencia de las incrustaciones. Los cables deben ser manejados de tal forma que no ocasionen daños en las tuberías.

Los accesorios más comunes son:

- Cepillos.
- Raspadores de presión.
- Cortadores

b)- Con alta Presión

Una manguera de alta presión con una cabeza de lavado es introducida en la línea de tubería que se desea limpiar. Esta manguera expulsa agua con una presión de 1,000 a 1,500 lb/pulg². La sobre presión y la velocidad del agua lograda disuelve a través del impacto, las incrustaciones adheridas a las paredes interiores de las tuberías.

12 REHABILITACION DE TUBERIAS DE AGUA

REVESTIMIENTO INTERIOR CON MORTERO DE CEMENTO.

Método de desplazamiento

Un equipo centrado se desplaza en el interior de la tubería, esparciendo uniformemente el mortero de cemento.

Método de centrifugación.

Un equipo con cabeza rotativa de distribución es accionado por presión de aire o por corriente eléctrica, centrifugando el mortero de cemento a la pared de la tubería.

REVESTIMIENTO INTERIOR CON MANGUERA O TUBERÍA PLASTICA

Previamente las tuberías deben ser limpiadas con los procedimientos que indican los fabricantes. Se aplican las mangueras o tuberías plásticas, mejorando las condiciones hidráulicas y eliminando los procesos de corrosión y la permeabilidad.

CAPITULO IX

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE REDES DE ALCANTARILLADO

1 OBJETIVO

Obtener las mejores condiciones de funcionamiento y estado físico de toda la infraestructura.

2 ESTRUCTURA ORGANIZATIVA

Similar a la de operación y mantenimiento de redes de agua.

3 LABORES OPERATIVAS

Con el objeto de facilitar la operación de las redes, ellas deberán dividirse en sectores, abasteciendo en cada uno un programa de limpieza en ciclos no mayores a 6 meses.

Las revisiones y limpieza deberán iniciarse en los puntos altos de cada sector, verificando al término de esta labores, el escurrimiento satisfactorio en las tuberías.

En caso de detectar obstrucciones en un tramo de colector, se procederá de inmediato a su remoción desde el buzón más cercano, con los elementos usuales de varillas, a fin de evitar posibles inundaciones. Si no es posible remover los obstáculos, el inspector determinará el personal necesario y el equipo de mayor efectividad para eliminar definitivamente las destrucciones.

La reposición de elementos o deteriorados, tales como marcos y tapas de buzones, cuya falta constituye un peligro para el público, deberá efectuarse con la mayor urgencia.

4 CONTROL DE OPERACIONES

Todas las operaciones que se efectúen en los distintos sectores de la red deberán quedar registrados en documentos de control estadístico, que especifiquen, ubicación, fecha, labor efectuada, defectos que se han presentado, personal, equipos y tiempo empleado.

Deberá establecerse también en esa documentación, a la vista de la periodicidad indicada por revisiones precedentes, la fecha de la próxima inspección a efectuar. Así hacemos efectivo en mantenimiento preventivo.

Deberá establecerse además un control y registro eficiente de las piezas utilizadas en las reposiciones, indicando sus características, fecha y lugar de colocación.

Deberá establecerse además un control y registro de todos los elementos de reposición de buzones, cámaras y tuberías de manera de mantener en almacén la existencia permanente de todos ellos.

5 INSPECCIONES ESPECIALES

Los puntos de descarga de las redes locales deberán ser sometidos a continuas inspecciones para establecer que la disposición de las aguas servidas se hace en condiciones satisfactorias.

En circunstancias especiales, como en época de estiaje de los cursos a los que se vierten los desagües o en épocas de crecida en que pueden deteriorarse las obras de desembocadura, las inspecciones deben ser más frecuentes a fin de efectuar oportunamente las reparaciones.

6 CONTROL DE CAUDALES

Será necesario efectuar mediciones horarias del gasto total de la red en las épocas que se produzcan las mínimas y máximas de caudal y registrarlos estos valores en los formularios respectivos.

Deberán investigarse la entrada de aguas subterráneas a la red, en aquellas zonas en que la variación del nivel de la napa freática pueda afectar a los colectores.

7 CONTROL SANITARIO

Se deberá obtener de los organismos componentes los datos de gasto del curso al cual se vierten las aguas servidas del sistema, para establecer el grado de dilución obtenido, uno de los factores que incidirá en la disposición futura de las aguas.

Cuando las condiciones de auto depuración de la corriente no receptora sea insuficiente para eliminar la contaminación se deberá proponer el tratamiento.

8 DESRATIZACION

La red de alcantarillado constituye una guarida para las ratas. Para evitar que se difundan o para mantenerlas en límites aceptables, se requiere un combate sistemático con cebos. Se trata de lograr que la totalidad de la red de alcantarillado sea alcanzada uniformemente y de ser posible, en forma simultánea en un corto período.

9 SEGURIDAD

EQUIPOS DE RESPIRACION

Los equipos son mangueras, son equipos de respiración fijos, que dependen del aire exterior.

Los equipos autoportantes de oxígeno son equipos de huida aislados del medio exterior, que solo sirven para salvar a la propia persona en caso de peligro.

EQUIPOS DE SEGURIDAD Y SALVAMENTOS

Los correajes de seguridad pueden ser parte de un equipo de descenso con cuerdas o de un elevador de salvamento.

Los cinturones de salvamento cogidos a los pantalones de trabajo constituyen una conexión adecuada entre el equipo personal de protección y la ropa de trabajo.

EQUIPOS DE MEDICION DE OXIGENO Y ALARMA CONTRA GASES

Estos equipos sirven para el control permanente del aire de las alcantarillas. Los aparatos se emplean como medidores para un solo material o materiales combinados y miden el contenido del oxígeno, de sustancias tóxicas, ácido sulfhídrico y de gases y vapores combustibles y explosivos. Al llegar al límite regulado dan un aviso óptico y acústico.

10 PROTECCION DEL PERSONAL

Para proteger la vida y la salud del personal se requiere las siguientes medidas de salud ocupacional.:

- Exámenes médicos.
- Provisión y lavado de ropa de trabajo y protección.
- Provisión de equipos de seguridad y salvamentos
- Provisión de materiales para proteger la piel, materiales de limpieza y desinfección.
- Control de la seguridad en el lugar de trabajo.
- Capacitación del personal

Entre las medidas generales de protección cabe destacar:

- Diseño y construcción de alcantarillado y obras seguras

-Configuración de los vehículos y equipos, de los lugares de descanso y del patio.

-Posibilidades para lavarse y descansar durante las pausas (por ejemplo cabinas de vehículos ampliadas)

-Posibilidades para cambiarse de ropa.

-Duchas y lavados

-Instalaciones para desinfección.

CAPITULO X

TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

1 INTRODUCCION

Siendo necesario conservar el medio ambiente y evitar cualquier tipo de contaminación, es necesario realizar un sistema de tratamiento de las aguas residuales de la población en estudio.

Debido a las características topográficas, las aguas residuales de algunos lotes serán descargados en buzones de las redes existentes y los restantes serán conducidos al sistema de tratamiento.

De esta manera 1,580 conexiones domiciliarias serán conducidos hacia la red existente y el diseño se realizará para 5,000 viviendas, el sistema de tratamiento será mediante lagunas de oxidación del tipo facultativas.

2 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

2.1- LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE DESAGUES

Siempre que exista la disponibilidad de espacio, es clara la tendencia natural de conectar el efluente del sistema de redes de alcantarillado simplificadas a laguna(s) de estabilización de desagües. Si las lagunas son correctamente diseñadas, éstas serán capaces de descargar en el ambiente volúmenes condicionados prácticamente a un nivel de calidad deseable, en función de los indicadores actualmente utilizados; siendo aún capaces de producir un efecto estético positivo, posible de convertirlas en parte de parques y de recreación, pudiendo inclusive, ser eventualmente utilizadas para piscicultura siempre que se respeten los patrones y las normas sanitarias adecuadas para su construcción en un medio urbano, y que la comunidad obedezca los principios básicos de comportamiento que eviten una eventual contaminación.

2.2- FOSAS SEPTICAS Y UNIDADES DE INFILTRACION DE DESAGUES

Es posible que la disposición final del efluente se haga a través de algún dispositivo de infiltración en el suelo. Las fosas pueden también ser empleadas como unidades intermediarias de decantación, cuando exista la posibilidad de que se realice una pequeña (en términos de desnivel) transposición en la cuenca de saneamiento, sin que esta transposición se realice a través del uso de una estación de bombeo. Recordándose los asuntos anteriormente abordados en términos de integración con el espacio urbano, se confirma que las fosas colectivas pueden ocupar áreas públicas destinadas, o ya ocupadas, por parques y jardines, sin que con ello ni su construcción, ni su eventual operación de limpieza provoquen prácticamente ningún trastorno.

2.3- REACTORES ANAEROBICOS DE FLUJO ASCENDENTE

RAFA (Sistema de manto de lobos) basados en las investigaciones y en los trabajos prácticos realizados, se les considera como muy promisoros, principalmente cuando los condicionantes ambientales por la descarga del efluente de las redes no están en extremo relacionados a valores mínimos de microorganismos patogénicos; los RAFAS deben ser más extensamente utilizados en proyectos donde los condicionantes principales con respecto al ambiente sean los de control de efluentes orgánicos y de nutrientes.

2.4- ZANJAS DE INFILTRACION

Tecnología dominada desde hace mucho tiempo, que utiliza la infiltración en proyectos convencionales, está siendo perjudicada por la excesiva centralización que caracteriza a esos sistemas; lo que provoca la necesidad de que se cuente con enormes áreas de infiltración, escasamente disponibles en las regiones urbanas. Las fosas colectivas que tratan los efluentes de los colectores pueden propiciar la disposición final de los desagües en zanjas de infiltración, siempre y cuando la característica primordial de los diseños de las redes simplificadas sea la selección de sistemas de porte pequeño, que procure la demanda de áreas de infiltración no muy extensas.

3 CLASIFICACION Y USO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Para clasificar las lagunas de estabilización es necesario establecer, en primer lugar, el criterio a emplear.

Las lagunas, consideradas de manera individual, pueden clasificarse de acuerdo a: la frecuencia de descarga, el contenido de oxígeno disuelto, la actividad biológica prevalente, la ubicación dentro del sistema. Consideradas en conjunto (como un sistema) ellas pueden clasificarse de acuerdo al tipo de descarga a la configuración y al propósito del sistema. En el siguiente cuadro se detallan las subdivisiones en que a su vez pueden ser clasificadas las agrupaciones referidas, describiéndose brevemente cada una de ellas.

3.1- REFERENTE A LA LAGUNA

3.1.1 En función a la descarga

a)- Terminal : Laguna en la cual la sumatoria algebraica de volúmenes ingresados y evaporados arroja una cantidad negativa o igual a cero en todo momento.

$$A - (I + Ev) \leq 0$$

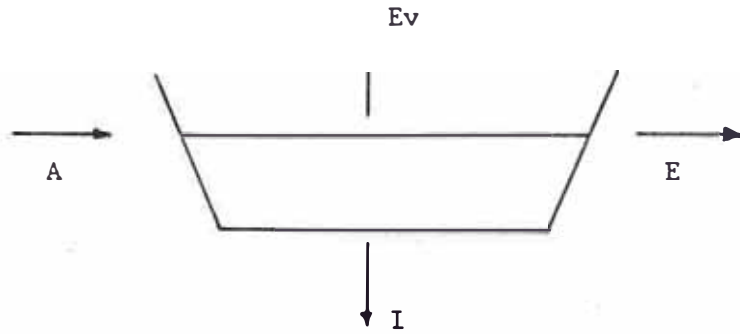
b)-Intermitente: Laguna en la cual la sumatoria de los volúmenes ingresados y los evaporados e infiltrados arrojan cantidades positivas y negativas a través del tiempo.

$$A - (I + Ev) \leq 0$$

$$A - (I + Ev) > 0$$

c)- Permanente: Laguna en la cual la sumatoria de volúmenes ingresados y egresados arroja cantidades positivas en todo momento.

$$A - (I + Ev) > 0$$

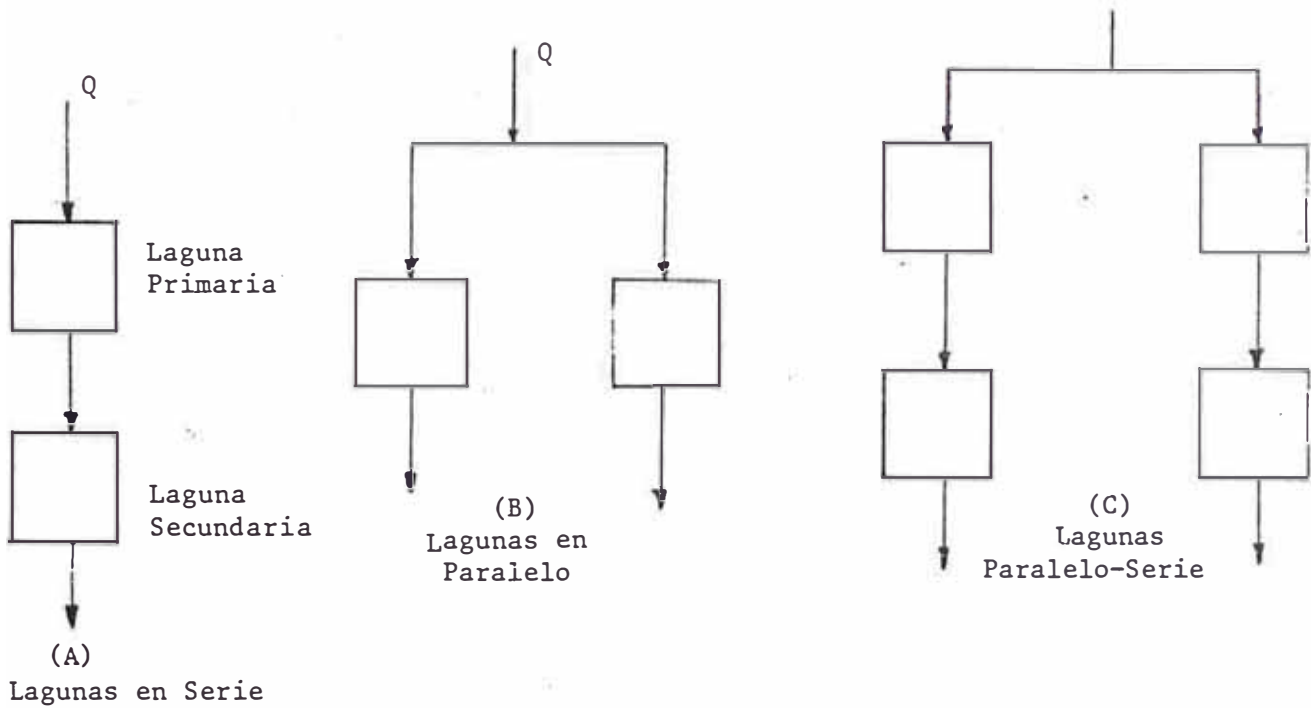


$$A - (E + I + Ev) = 0$$

A = Afluente
 E = Efluente
 I = Infiltración
 Ev = Evaporación

- Si: $A - (I + Ev) \leq 0$ \longrightarrow Terminal
 Si: $A - (I + Ev) > 0$ \longrightarrow Permanente

Balance hidráulico de una laguna



Clasificación de lagunas de acuerdo a la secuencia

3.1.2 En función a la presencia de oxígeno

a)- Aeróbica (óxica): Aquella que posee un balance favorable de oxígeno disuelto en toda la masa líquida la mayor parte del tiempo.

b)- Facultativa: Aquella que posee un balance positivo de oxígeno disuelto en toda la masa líquida la mayor parte del tiempo.

c)- Anaeróbica (anóxica): Aquella que a través de toda su masa líquida no posee un balance positivo de oxígeno disuelto.

3.1.3 En función a la actividad microbiológica.

a)- Fermentación:

En la cual los principales subproductos de la descomposición están constituidos por: ácidos inorgánicos, dióxido de carbono, agua, aminoácido, metano, etc.

b)- Producción de algas:

Aquella en la que los microorganismos preponderantes son algas. Los subproductos de la descomposición son más algas y oxígeno disuelto.

c)- Maduración:

Aquella que recibe como afluente un agua en cuya materia orgánica hay preponderancia de algas y sus predadores. Los subproductos principales están constituidos por predadores plactónicos y peces.

3.1.4- En función a la secuencia:

a)- Primaria : La primera laguna de una serie.

b)- Secundaria : La segunda laguna de una serie.

- c)- Terciara : La tercera laguna de una serie.
- d)- Cuaternaria: La cuarta laguna de una serie.

3.2- REFERENTE AL SISTEMA DE LAGUNAS:

3.2.1 En función al flujo final

- a)- Terminal:

Sistema consistente de una serie de lagunas en la cual la final es de tipo terminal.

- b)- Intermitente:

Sistema consistente en una serie de lagunas en la cual la final es de tipo intermitente.

- c)- Permanencia:

Sistema consistente en una serie de lagunas, todas las cuales poseen balance hidráulico positivo.

3.2.2- En función a la secuencia:

- a)- Serie

Grupo de lagunas en las cuales las descargas son realizadas en orden secuencial a través de toda la serie.

- b)- Paralelo

Grupo de lagunas en las cuales se realiza el ingreso del afluente a todas ellas al mismo tiempo.

c)- Paralelo-Serie

En las cuales la configuración del flujo de ingreso es en paralelo y la descarga en serie.

3.2.3- En función al objetivo

a)- Disposición final de residuos líquidos.

Cuando son utilizables para prevenir la intrusión de material indeseable por sus características físicas, químicas o biológicas dentro de otros cuerpos de agua.

b)- Tratamiento de residuos líquidos:

Cuando son diseñadas para cambiar y mejorar la calidad de aguas del desecho mediante:

- Remoción de sólidos sedimentables.
- Remoción de DBO disuelto o en suspensión.
- Conversión de materia grasa en formas solubles oxidables.
- Remoción de carbón, nitrógeno, fósforo, fierro y otros elementos.
- Reducción o transformación de la toxicidad de los aditivos orgánicos.
- Inactivación y/o reducción de bacterias patógenas y virus.
- Remoción de dureza.

c)- Recuperación de energía

Cuando se trata de producir algas, crustáceos o peces para consumo humano o animal. Así mismo, cuando se trata de incentivar la producción primaria para aguas de irrigación, incrementando así su contenido de nutrientes.

d)- Almacenamiento temporal

Cuando no es factible hacer una descarga continua de las aguas de desecho por falta de capacidad de dilución del cuerpo receptor y cuando éste está sujeto a una amplia variación de flujo entre períodos de lluvia y estiaje, se recurre a almacenar el efluente para descargarlo en épocas de crecida.

e)- Uso y habilitación de tierras.

Cuando el recurso hídrico es escaso, se justifica la reutilización de aguas servidas para fines de irrigación y recuperación de tierras eriazas. En este caso, las lagunas pueden servir el doble objetivo de tratamiento y estanque de distribución.

4- CONSIDERACIONES TEORICAS Y CRITERIOS DE DISEÑO

4.1- INTRODUCCION

Durante la etapa de desarrollo de las lagunas de estabilización ,la discusión sobre la conveniencia de ejecutar el tratamiento previo de las aguas tal como se acostumbra en las plantas convencionales, es decir, colocando los proceso de rejillas, desarenadores y sedimentación primaria.

Luego de la evaluación de las instalaciones existentes se concluyó que la laguna con o sin pre-tratamiento trabajaba con la misma eficiencia. Asimismo se encontró que una sola laguna tenía una alta eficiencia remocional de DBO y comparable a los procesos convencionales.

Sin embargo, con el tiempo se observó que el empleo de varias lagunas en paralelo tenía muchas ventajas operativas y el uso de lagunas en serie un efecto notable sobre la calidad de los efluentes.

4.2- LAGUNAS EN SERIE

En la teoría y en la práctica se ha demostrado que el empleo de lagunas en serie permite una mejora importante en la calidad bacteriológica de los efluentes. Para entender mejor la influencia de la configuración en las calidad bacteriológica de las aguas residuales, se analizarán las diversas condiciones de mezcla que se pueden presentar en las lagunas.

a)- Flujo tipo pistón

El fundamento técnico de cálculo de las constantes de reacción considera un balance de material en un volumen infinitésimo del reactor de la siguiente forma.:

[acumulación] = [cambio de masa en el volumen dv]-[masa acumulada]

$$\frac{\partial s}{\partial t} dv = - Q \frac{\partial s}{\partial x} dx - K_1 \cdot X_b \cdot S \cdot dv$$

En equilibrio continuo $s/t = 0$ y reemplazando $dv = Adx$ se obtiene:

$$Adx = - \frac{Q}{K_1 K_o} x \frac{ds}{S}$$

Donde :

S_o = DBO total afluente (mg/l)

S = DBO soluble efluente (mg/l)

K_1 = Constante específica de asimilación de la DBO basado en la cinética de primer orden.

K = Constante global de asimilación

X_b = Concentración de bacterias vivas

V = Volumen de la laguna

Q = Caudal del agua residual.

PR = Período de retención en días.

b).- Flujo tipo de mezcla completa.

El funcionamiento teórico supone la existencia de mezcla completa y ello sucede cuando están expuestas a buen viento y sin estratificación termal.

Efectuando el balance de masa en una laguna con mezcla completa y sin acumulación de lodo se tiene:

(acumulación)=(masa de entrada)-(masa de salida)-(asimilación biológica)

$$V \frac{ds}{dt} = Q_a S_a - Q S - K_1 X_b S V$$

La solución de esta ecuación para condiciones de equilibrio continuo ($ds/dt = 0$), ausencia de infiltración ($Q_a = Q$), introduciendo la tasa global de reacción ($K = K_1 X_b$) y el periodo de retención ($PR = V/q$) resulta en:

$$S = \frac{S_a}{1 + K PR}$$

$$K = 1.2 \times 1.085^{(t-35)}$$

Donde T = temperatura del agua del mes mas frío.

c).- Flujo tipo discreto

El modelo de dispersión axial se aplica en lagunas que no responden al tipo pistón de mezcla completa.

En este modelo, los mecanismos de transporte son la dispersión axial (difusión molecular en el sentido del flujo) y la convección. La siguiente ecuación es el resultado de un balance de masa alrededor de un volumen dv para un reactor con flujo tipo pistón.

$$\frac{\delta c}{\delta t} = D \frac{\delta^2 C}{\delta x^2} - U \frac{\delta C}{\delta x} - KC$$

Donde:

C : concentración del contaminante, $mg\ l^{-1}$

x : coordenada en la dirección de flujo, m

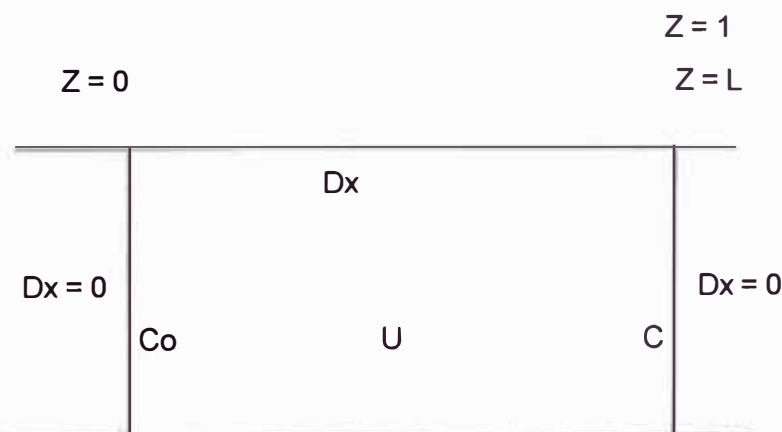
U : velocidad longitudinal promedio del reactor, $m\ día^{-1}$

D : coeficiente de dispersión, longitudinal o axial, $m^2\ día^{-1}$.

t : tiempo, días.

En la ecuación anterior el primer término de la derecha es la dispersión por difusión molecular, el segundo término es la dispersión convectiva y el tercero es la degradación del contaminante.

La solución bajo las condiciones de borde llamadas: cerradas se indica a continuación



Estas condiciones de borde son las únicas consistentes con los criterios de continuidad en la entrada y salida y permiten ubicar adecuadamente el submodelo hidráulico de un reactor, entre los límites de mezcla completa y borde han sido desarrolladas por Danckerts y por Wehner y Wilhelm. La versión de los últimos autores se presenta a continuación.

$$\frac{C}{C_0} = \frac{2 \exp\left[-\frac{z}{2d}\right] \left[(1+a) \exp\left[\frac{a}{2d}(1-z)\right] - (1-a) \exp\left[\frac{a}{2d}(z-1)\right] \right]}{(1+a)^2 \exp\left[\frac{a}{2d}\right] - (1-a)^2 \exp\left[-\frac{a}{2d}\right]}$$

En donde:

C_0 y C es respectivamente las concentraciones del afluente y efluente en mg l^{-1}

X y L es respectivamente la distancia medida desde la entrada y la longitud entre entrada y salida en m

z es la distancia adimensional en la dirección del flujo = S/L

t es el tiempo de residencia teórico, días

d es el factor de dispersión = $D/UL = Dt/L^2$

a es una constante adimensional = $1 + 4k t d$

k es la constante de reacción en días.

La ecuación puede ser utilizada para lagunas alargadas. Para otras condiciones es de utilidad la siguiente ecuación simplificada para $X = L$; $z = 1$:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4a \exp(-1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)}$$

Esta relación permite interpretar adecuadamente los datos de una evaluación intensiva de campo de una laguna funcionando en equilibrio continuo. La figura indica que para una misma tasa de reacción y un mismo período de retención ($Kt = \text{constante}$) el reactor tipo flujo a pistón presenta mayor eficiencia remocional.

De otro lado, si en el tratamiento de las aguas residuales se emplea "n" lagunas en serie del tipo mezcla completa, se encuentra que en el límite el sistema se comportan como una sola laguna del tipo flujo a pistón. Así se tiene que la carga que sale de la primera celda y se convierte en carga de la segunda es:

$$S_2 = \frac{S_1}{1+kt_1} = \frac{S_0}{(1+kt_1)(1+kt_1)}$$

Generalizando:

$$S = \frac{S_0}{(1+kt_1)^n} = \frac{S_0}{[1+k(V/Nq)]^n}$$

Si el número de celdas es infinito, el volumen requerido se aproxima al requerido por el sistema de flujo a pistón con una cinética de primer orden es decir:

$$S = S_0 e^{-k(V/Q)}$$

$$S = S_0 e^{-kdt}$$

De esta manera se demuestra que la eficiencia global de reactores parcialmente mezclados y dispuestos en serie, se aproxima al de un reactor de flujo a pistón. Esta última alternativa ha sido tradicionalmente utilizada con la finalidad de lograr mejor eficiencia en el tratamiento de las agua residuales.

4.3- LAGUNAS EN PARALELO

El uso de lagunas en paralelo no mejora la calidad de efluentes, pero en cambio ofrece ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe estar conformado por dos o más lagunas primarias en paralelo, con el fin de obtener la calidad deseada de efluente cuando por algún motivo se saca de operación a alguna de las lagunas.

La determinación del número de lagunas debe contemplar el análisis de sensibilidad del sistema, a fin de que cuando se saque de operación a alguna de las lagunas, el sistema de tratamiento continúe con la misma eficiencia remocional o que el impacto derivado de la sobrecarga orgánica sea despreciable.

Muchas veces el análisis de sensibilidad conlleva a incrementar el área de tratamiento, pero dependerá del diseñador y de su experiencia en determinar el área incremental. En todo caso deberá decidir entre aceptar el mejoramiento transitorio de calidad del agua tratada durante los períodos de limpieza que en el caso de lagunas facultativas se realiza cada 5 ó 10 años o el incremento del área para que cada vez que se realiza la limpieza la calidad del efluente no se desmejore.

En todo caso cuando mayor es el número de unidades paralelas menor será el impacto como consecuencia de la sobrecarga originada por la paralización de algunas de las lagunas.

Así mismo, cuando el terreno es de mucha pendiente, el uso de las baterías de lagunas en paralelo a diferentes niveles permite lograr economías considerables en el movimiento de tierras.

Un diseño modular del sistema, con baterías en paralelo, permite la construcción del mismo por etapas, con los beneficios económicos que esto representa, al desfasar las inversiones y tener menor volumen de capacidad ociosa. Los sistemas de lagunas normalmente se diseñan para un horizonte de 20 a 25 años. Su capacidad total se alcanzará progresivamente en relación con el crecimiento de la población y el incremento

de las conexiones domiciliarias al sistema de alcantarillado. Inicialmente se puede construir y poner en operación las baterías que satisfagan los requerimientos de la población actual más aquella población adicional a un periodo posterior a la construcción, pudiendo ser cinco años. Luego, próximo a cumplirse con el período de diseño y del sistema, se construirá la batería adyacente, repitiendo este proceso hasta completar la capacidad total de diseño.

Sin embargo, a pesar de las ventajas que tiene este procedimiento, se debe tener la seguridad de que habrá un adecuado nivel de decisión política, para respetar la programación de inversiones y obras. Es costumbre encontrar obras que se han quedado en primeras etapas, existiendo sistemas de lagunas que debieron ser ampliadas hace mucho tiempo. Los problemas derivados por esta situación son: malos olores, disminución de la eficiencia, etc, que, sumado al desconocimiento de las causas de los mismos, provocan rechazos de la población convirtiéndose en un limitante del uso de esta tecnología.

4.4- CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

4.4.1 Lagunas anaeróbicas

Cargas de DBO₅:

> 100 g/m³ - D

Asegura anaerosidad

< 400 g/m³ - D

Evita olores

Tiempo de detención:

2 - 5 días.

Profundidad:

3 - 4 m.

Condiciones de operación

T > 15° C

Para digestión anaeróbica

PH > 7

Para metanogenesis

Eficiencia:

Temp(°C)	Carga DBO(g/m ³ -D)	Remoción
<10	100	40
11 - 19	200	50
>20	300	60

Diseñar lagunas paralelas con interconexiones para facilitar remoción periódicas de todos.

Remover todos cuando está medio llena (3-5 años)

4.4.2 Lagunas facultativas**- Carga DBO₅**

- 1) $Lo = 20 T_A - 60$ (Método empírico de Mara)
- 2) $Lo = 357 \times 1085^{(t-20)}$ (Método de Yáñez)
 $T = 859 + 0.82 T_A$

Donde:

$Lo =$ Carga superficial (Kg-DBO₅/Ha/día)

$T_A =$ Temperatura ambiental media en el mes más frío (°C).

$T =$ Temperatura media del agua en el mes más frío (°C).

Area:

$$A = \frac{Qt}{D} = \frac{10 Co Q}{Lo}$$

Donde:

A = Area (m²).

Q = Caudal de influente (m³/día)

t = Tiempo de retención (día)

D = Profundidad (m)

Co = Concentración de DBO₅ de influente (mg/L)

- Tiempo de retención

7 - 10 días

- Profundidad

1.5 - 1.8 m. Para permitir acumulación de lodos

- Relación longitud - ancho

2:1 - 4:1

Para minimizar cortocircuitos

4.4.3 Lagunas de Maduración

- Modelo de Marais para bacterias

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{(1+K_b t)^n}$$

Donde:

N = Concentración final (NMP/100 ml)

N₀ = Concentración inicial (nmp/100 ml)

t = Tiempo de detención (días)

n = Número de lagunas (dimensiones iguales)

Y:

$K_b = 2.6 (1.19)^{T-20}$ es constante de remoción de primer orden de coliformes fecales para T (°C).

El Doctor Fabian, propone el uso del modelo de flujo disperso:

$$N = N_0 \left(\frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}} \right)$$

$$a = (1 + 4K_b \cdot t \cdot d)^{1/2}$$

A su vez en base a pruebas de trazadores realizadas en las lagunas de San Juan se propone la expresión:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 X + 1.101368 \cdot X^2}$$

Donde X es la relación de mortalidad realizadas también en San Juan, permitieron al desarrollo de la relación propuesta por Yáñez.

$$K_b = 0.841 \times 1.07^{(t-20)}$$

Dado que lo usual en lagunas de estabilización es que el número de dispersión "d" es menor a 2. Thirumurthy recomienda el uso de la siguiente simplificación al modelo de flujo disperso.

$$N = N_0 \left[\frac{4 \cdot a \cdot e^{(1+a)/2d}}{(1+a)^2} \right]$$

Para Lima - Perú considerar:

$$K_b = 0.477 \times 1.18^{(T-20)}$$

En lagunas primarias

$$K_b = 0.0904^{(T-20)}$$

En lagunas secundarias

El número de dispersión d , también puede ser calculado por el modelo propuesto por Polprasert y Batharal, y modificado por R. Sáenz, incluyendo el término de temperatura del agua T :

$$d = \frac{1.158 \cdot [t (W+2Z)^{0.489} (W)^{1.511}]}{(T+42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$$

Donde:

l, W, z = longitud, ancho y profundidad de la laguna respectivamente.

Tiempo de retención

5 días para cada laguna.

Profundidad

1 - 1.5 m. Evitar macrofitas del fondo

Relación longitud: ancho

2:1 - 4:1 Reducir cortocircuitos

Verificar laguna secundaria para remoción adecuada de DBO

Se puede acondicionar más lagunas para conseguir la calidad de agua deseada.

4.5- CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LAGUNAS

Caudal de diseño

Frecuentemente sobrestimado resultando en lagunas que no se llenan.

- Verificar caudal total y per cápita, así como concentración DBO.
- Verificar población conectada.
- Diseñar para caudal proyectado sólo 5 años.

Unidades paralelas

- Facilita mantenimiento.
- Permite expansión modular cuando caudal aumenta.
- Posibilita interconexiones entre lagunas anaeróbicas facultativas paralelas para remoción de lodos.
- Facilidades de drenaje y desvío.

Geometría

- Lagunas rectangulares tienen mejor performance hidráulica.

Relación longitud : ancho 2:1 a 4:1

- Depósito más profundo en la entrada para crear zona anaeróbica para deposición y digestión de sólido.

Diques

- Pendientes 1:3
- Para suelos muy estables 1:2
- Se recomienda : revestimiento de orillas
Protección de erosión por acción de olas
Control de vegetación

Fondo

- Mantener tasa de infiltración < 10% influente (10mm/día)
- Generalmente autosellado
- Tal vez habría que impermeabilizar

Aplicar o cubrir con arcilla o cubrir con arcilla y compactar.

Estructuras de entrada

- Proveer medición de caudal

Canal Parshall o Blows-Palmer

- Se recomienda tubos múltiples sumergidos de entrada para buena distribución.
- Rejilla para control de sólidos gruesos

Interconexiones

- Flujo de diseño = 1.5 flujo diario promedio
- Utilizar conducto inclinado si diferencia de niveles > 1m

Estructura de salida

- Incorporar vertedero triangular o rectangular para medición de efluentes

- Salidas superficiales deben incorporar pantallas
- Diseño de desagüe de profundidad variables permite algún control de algas.

Control de estratificación

- Usar lagunas rectangulares (2:1 a 4:1)
- Poner eje longitudinal paralelo al viento para maximizar mezcla.

Salida hacia el viento

- Ubicar entrada y salida para maximizar distancia.

Control de olores

- No debe ser problema en lagunas de buen diseño.

Medidas correctivas

- Reducir cargas o agregar lagunas

Recircular efluente secundario a superficie de la laguna primaria

(1 - 1,5 Q)

- Proveer aereación (0.1 W/m³).

Requerimientos de terreno

- Aumenta área de diseño en 50%.

RESUMEN

1.- EFICIENCIA EN LA REMOCION DE PATOGENOS

a)- Flujo de pistón

$$\frac{N}{N_0} = e^{-k_b \cdot t}$$

b)- Flujo tipo mezcla completa

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{1 + K_b R}$$

c)- Flujo disperso

* $d = 4.027 \times 10^{-2.09(T_p/R)}$ si $0.3 < \frac{T_p}{R} < 0.8$

* $d = 0.2 (T_p)^{-1.34}$ si $0.003 < \frac{T_p}{R} < 0.3$

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{(1/2d)}}{(1+a)^2 \cdot e^{(a/2d)} - (1-a)^2 \cdot e^{(-a/2d)}}$$

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot R \cdot d}$$

*
$$d = \frac{1.58 [R(W+2z)]^{0.489} \cdot W^{1.51}}{(T+42.5)^{0.734} (Lx2)^{1.489}}$$

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{[(1-a)/(2d)]}}{(1+a)^2}$$

Donde:

N = Coliformes reales del efluente (NMP/100ml)

No = Coliformes reales del afluente (NMP/100ml)

Kb = Constante de decaimiento bacteriano

R = Periodo de retención

Tp = Tiempo modal de máxima concentración del trazador

W = Ancho de la laguna

L = Longitud de la laguna

Z = Profundidad de la laguna

2) EFICIENCIA EN LA REMOCION DE CARGA ORGANICA

a)- Flujo de mezcla completa

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{1 + K_f.R}$$

b)- Flujo de pistón

$$\frac{L_p}{L_o} = e^{-K_f.R}$$

c)- Flujo disperso

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{4a.e^{(1-a)}}{(1+a)^2}$$

$$a) = \frac{1}{\sqrt{1+4K_f.R.d}}$$

Donde:

- Lp : DBOs del efluente
- Lo : DBOs del afluente
- Kf : constante de reacción por DBO en lagunas facultativas (d^{-1})
- R : Periodo de retención

3.- Objetivos de diseño de lagunas de estabilización en países en desarrollo.

a)- Reducción de costos iniciales

Requiere de altas cargas de aplicación en lagunas primarias.

b)- Minimización de la descarga de organismos patógenos

Requiere lagunas en serie y uso de criterios múltiples de calidad.

4.- Criterios apropiados para diseño de lagunas de estabilización en países en desarrollo.

a)- Criterios para lagunas primarias

1.- Reducción de DBO y DQO

- Total y soluble
- La reducción en asociación directa con la biomasa (sólidos acumulados)
- Submodelos hidráulicos diferentes para líquidos y sólidos.

2.- Reducción de sólidos

- Altas acumulaciones debido a cargas elevadas
- Periodos entre limpieza reducidos
- Necesidad de unidades primarias en paralelo.

3.- Reducción de parásitos (10 días)

- Todos los protozoarios
- La mayoría de los helmintos

b)- Criterios para lagunas secundarias

- Reducción total de helmintos (20 días)
- Reducción de coliforme fecal y salmonela a niveles deseados.
- Minimizar la influencia negativa de la estratificación termal.
- Comprobar que concentraciones de otros parámetros cumplan con los requisitos:
 - .DBO total y soluble.
 - .Concentración de algas
 - .Formas de nitrógeno.

5 DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

5.1 OBJETIVO

El sistema de tratamiento de las aguas residuales será evitar la contaminación de las aguas del océano pacífico y el suelo en general.

Dar un rehuso a los desagües tratados en la agricultura.

5.2 DATOS ASUMIDOS PARA EL DISEÑO

a)- Carga orgánica:

la carga orgánica que asumiremos es de 45gr/hab/día.

b)- Temperatura del mes más frío:

la temperatura del mes más frío es de 17.5°C según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI.

c)- Contribución fecal:

Este valor es tomado en base o referencia que hace el CEPIS (para el Perú-Lima)

Coliformes fecales = 1×10^8 MNP/100ml.

d)- Población

La población considerada para el diseño es:

$$P = 5000 \text{ lot} \times G \times \text{hab/lote} = 30,000 \text{ hab.}$$

e)- Porcentaje de contribución = 90%

f)- Caudal a tratar

El caudal a considerar es el caudal promedio:

$$Q = \frac{30,000 \text{ hab} \times 180 \text{ L/hab/día}}{86,400 \text{ seg/día}} = 62.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 0.9 Q_p$$

$$Q_d = 56.25 \text{ l/s}$$

g)- Coeficiente de infiltración

Se considera de acuerdo al tipo de suelo un coeficiente de infiltración de 0.02 m/día.

5.3 Ubicación

La laguna está ubicada al sur de Huacho y al sur de la ciudad satélite a 1 Km. de la ciudad y a 400 m. del Océano Pacífico y a 200 m. de la Carretera Panamericana Norte, limita con terrenos eriasos

5.4- Tipo de suelo topográfico

El tipo de suelo es arenoso, en sus parte superficial y rocoso en el interior en algunas zonas, la topografía es de 10% y 20% en promedio.

5.5- Dimensionamiento de lagunas primarias

$$\text{Pob} = 30,000 \text{ hab.}$$

$$\text{Cont. Perc.} = 0.045 \text{ DBO/hab.}$$

$$\text{Qdiseño} = 56.25 \text{ l/s}$$

$$\text{Tmin.amb.} = 17.5 \text{ }^\circ\text{C.}$$

$$\text{Tmin.agua} = 22.94$$

a)-Area total requerida (AT)

- Carga superficial aplicada (CSa)

$$\text{CSamax} = 357.4 \times 1.085^{(22.94-20)} = 454.27 \text{ Kg DBO/ha/día}$$

$$\text{CSamax} = 454.27 \text{ Kg. DBO/ha/día}$$

Considerando un factor de seguridad = 0.8

$$\text{CSadiseño} = 363.42 \text{ Kg DBO/ha/día}$$

- Carga aplicada (CA)

$$\text{CA} = 30,000 \text{ hab} \times 0.045 \text{ Kg. DBO/hab/día} = 1350 \text{ DBO/día}$$

$$\text{CA} = 1350 \text{ Kg. DBO/día}$$

$$AT = \frac{1350 \text{ Kg. DBO/día}}{363.42 \text{ Kg. DBO/ha/día}} = 3.71 \text{ ha}$$

$$AT = 3.71 \text{ ha.}$$

b)- Número de lagunas primarias (n²)

Considerando n=6

$$A_u = \frac{3.71}{6} = 0.62 \text{ ha}$$

$$CSa = \frac{1350}{5(0.62)} = 435 \text{ Kg. DBO Kg. DBO/ha/día}$$

c)- Dimensiones

L = largo

W = ancho

z = profundidad

d = relación de taludes

Asumimos d = 2 (para el tipo de suelo en estudio)

$$\frac{L}{W} = 2$$

Entonces:

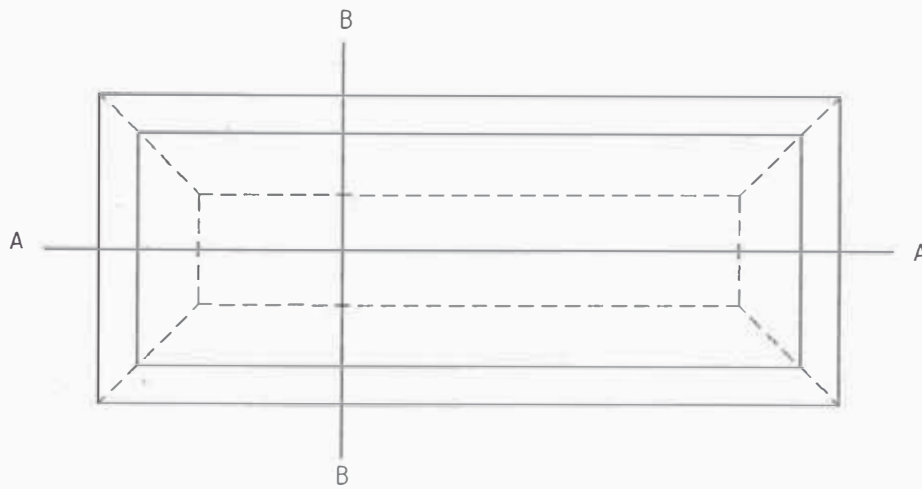
$$W = (0.62 \times 10000/2)^{1/2} = 55 \text{ m.}$$

$$W = 55 \text{ m.}$$

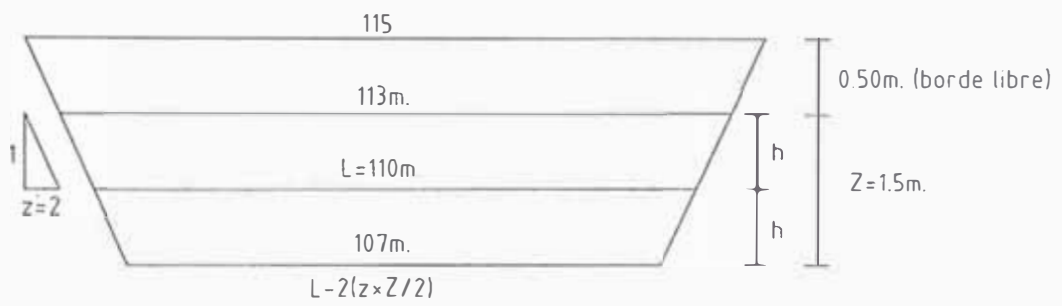
$$L = 110 \text{ m.}$$

$$Z = 1.5$$

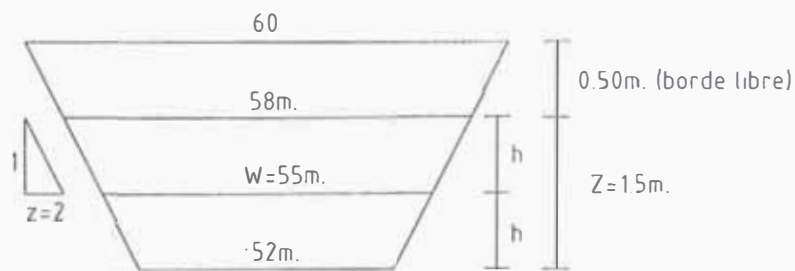
DISEÑO DE LA LAGUNAS PRIMARIAS



VISTA EN PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B

d)- Caudal de efluente de la laguna primaria (Qe)

$$Q_e = \frac{Q_t}{6} - \text{Perdidas} + \text{Ganancias}$$

Por ser pequeña las ganancias y no haber napa freática alta, no lo consideramos.

Consideramos como pérdidas por infiltración y evaporación = 0.020 m/día.

$$Q_e = \frac{4860 \text{ m}^3/\text{día}}{6} - 0.020 \times 58.0 \times 113.0 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_e = 678.92 \text{ m}^3/\text{día}$$

e)- Periodo de retención (Pr)

$$Pr = \frac{\text{Volumen}}{Q_e}$$

$$Pr = \frac{55 \times 110 \times 1.5 \text{ m}^3}{678.92 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$Pr = 13.36 \text{ días}$$

Considerando un factor de corrección = 0.8

$$Pr \text{ real} = 10.69 \text{ días}$$

f)- Cálculo de la Remoción de Bacterias

=> Dispersión (d)

$$d = \frac{1.158 [10.5 \times (55 + 2 \times 1.5)]^{0.489} \times (55)^{1.511}}{(22.94 + 42.5)^{0.734} \times (10 \times 1.5)^{1.489}}$$

$$d = 0.27$$

$$\rightarrow K_b = 0.775 \text{ d}^{-1}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow a &= (1 + 4 \times K_b \times \text{Prc} \times d)^{1/2} \\ a &= (1 + 4 \times 0.775 \times 10.59 \times 0.27)^{1/2} \\ a &= 3.14 \end{aligned}$$

$$N = \frac{N_o \cdot 4 \cdot a \cdot e^{(1-a)2a}}{(1+a)^2}$$

Donde N_o = número de coliformes presentes en el afluente que se estima en promedio 1×10^8 CT/100 ml.

$$N = \frac{1 \times 10^8 \times 4 \times 3.14 \times e^{(1-3.14)2 \times 3.14}}{(1 + 3.14)^2}$$

$$N = 1.4 \times 10^6 \text{ CF}$$

g)- Calculo de la eficiencia

$$E = \left(1 - \frac{N}{N_o} \right) \times 100 = \left(1 - \frac{1.4 \times 10^6}{1 \times 10^8} \right) \times 100$$

$$E = 98.6\%$$

5.6- Dimensionamiento de las lagunas secundarias

a)- Dimensiones

L = largo

W = profundidad

d = relación de taludes

Donde: $d = 2$

$z = 1.2 \text{ m.}$

$$\frac{L}{W} = 2$$

Sea: $W = 55 \text{ m.}$

$L = 110 \text{ m.}$

b)- Cálculo del caudal efluente (Q_e)

$$Q_e = Q_a - \text{Perd.}$$

$$Q_e = 692.03 \text{ m}^3/\text{día} - 0.020 \text{ m/día} \times 57.4 \times 112 \text{ m}$$

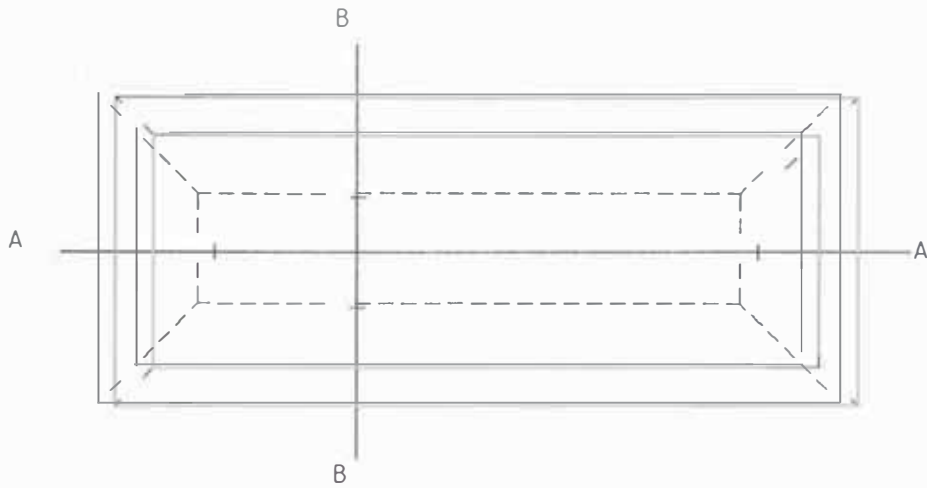
$$Q_e = 550.78 \text{ m}^3/\text{día}$$

c)- Cálculo del periodo de retención

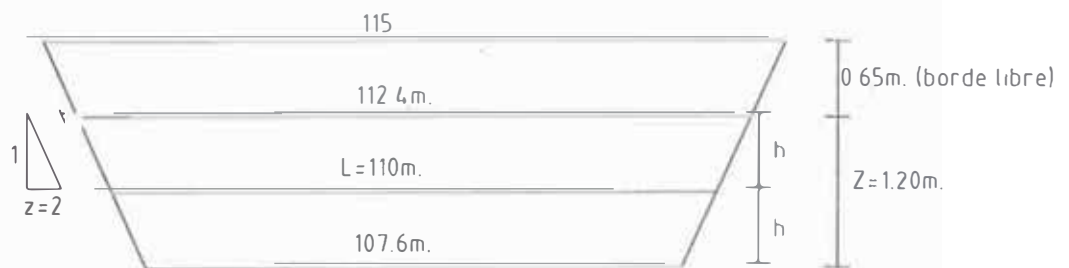
$$Pr = \frac{\text{Volumen}}{Q_e}$$

$$Pr = \frac{55 \times 110 \times 1.2 \text{ m}^3}{550.78 \text{ m}^3/\text{día}}$$

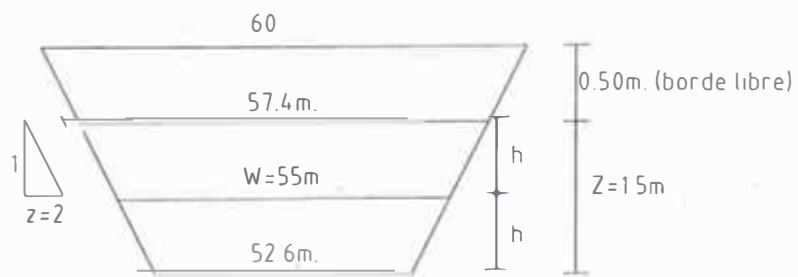
DISEÑO DE LA LAGUNAS SECUNDARIAS



VISTA EN PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B

$$Pr = 13.1 \text{ días}$$

Considerando un factor de corrección = 0.8

$$PR_{\text{real}} = 10.50 \text{ días}$$

d)- Cálculo de la Remoción de bacterias

-> dispersión (d)

$$d = \frac{1.158 [10.50 \times (55+2 \times 1.2)]^{0.489} \times (55)^{1.511}}{(22.94+42.5)^{0.734} \times (110 \times 1.20)^{1.489}}$$

$$d = 0.360$$

$$\text{-> } K_b = 0.904 \times 1.04^{(22.94-20)}$$

$$K_b = 1.01$$

$$\text{-> } a = (1 + 4K_b \times PR_r \times d)^{1/2} = 4.00$$

$$N = \frac{N_0 \times 4a \times e^{(1-a) \times 3d}}{(1+a)^2}$$

$$N = \frac{1.4 \times 10^6 \times 4 \times 4.0 \times e^{(1-4.0) \times 2 \times 0.36}}{(1 + 4.0)^2}$$

$$N = 1.3 \times 10^4$$

e)- Cálculo de la eficiencia

$$E = \frac{(1 - N)}{N_0} \times 100$$

$$E = \frac{(1 - 1 \times 10^4)}{1.4 \times 10^6} = 99.0\%$$

5.7- Diseño del pretratamiento

5.7.1 Datos de diseño :

$$Q_p = 62.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max} = 90\%Q_{nh} = 101.266 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = 50\%Q_p = 28.125$$

5.7.2 Diseño de la cámara de rejas

La velocidad a través de la barra limpia deberá ser como mínimo 0.4 m/s y máximo 0.75 m/s, para evitar sedimentación se utilizará una velocidad de paso de 0.75 m/s

$$u = E \times V$$

$$E = a(a+e)$$

$$Au = Q / V$$

$$AT = Av / E$$

Donde: u = Velocidad de aproximación (m/s)

V = Velocidad de paso entre las rejas (m/s)

E = eficiencia de la barra

a = espaciamiento entre barra y barra.

e = espesor de la barra.

Au = Area útil (m²)

Q = caudal de paso (m³/s)

At = Area total aguas arriba de la reja (m²)

-> con la velocidad máxima

$$A_u = Q_{\text{maximo}} / V_{\text{maxima}}$$

$$A_u = \frac{0.101266 \text{ m}^2/\text{s}}{0.75 \text{ m/s}} = 0.135 \text{ m}^2$$

a)- Dimensiones de las rejillas a usar

Para el tipo de rejillas a usar:

$$a = 1.5$$

$$e = 3/8''$$

$$\Rightarrow E = 0.8$$

b)- El área del canal será:

•

$$A_t = \frac{0.135 \text{ m}^2}{0.08} = 0.168 \text{ m}^2$$

$$\text{Sea } A_t = Bh$$

Donde: B = ancho del canal

h = altura de agua en el canal

$$B = 2h$$

$$\text{Entonces: } h = \sqrt{A_t/2} = \sqrt{(0.168/2)} = 0.29 \text{ m}^2$$

$$h = 0.29 \text{ m.}$$

$$B = 0.58 \text{ m}^2$$

Considerando un borde libre de 16 cm. Referente al canal de by-pass, entonces $h_1 = 0.45 \text{ m}$.

c)- Cálculo de la pendiente del canal.

$$Q = \frac{A \times Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{h}$$

$$Rh = \frac{B \times H}{B + 2h}$$

Donde : Q = caudal de paso (m³/s)

A = área de la sección de agua ocupada por el agua (m²)

S = pendiente del canal (m/m)

Rh = Radio hidráulico.

$$\Rightarrow Rh = \frac{0.58 \times 0.29}{0.58 + 2 \times 0.029} = 0.145$$

$$Rh^{2/3} = 0.276$$

$$S = \left(\frac{Q \times h}{Rh^{2/3} \times A} \right)^2 = \left(\frac{0.101 \times 0.013}{0.276 \times 0.168} \right)^2$$

$$S = 0.8\%$$

d)- Cálculo de la pendiente del canal

$$A \times Rh^{2/3} = \frac{Q \times n}{\sqrt{0.0008}} = \left(\frac{0.028 \times 0.013}{\sqrt{0.0008}} \right)^2 = 1.28 \times 10^{-2}$$

$$A^3 \times Rh^2 = 2.13 \times 10^{-6}$$

$$\frac{B^3 \times h^3 \times B^2 h^2}{(B+2h)^2} = 2.13 \times 10^{-6}$$

Como $B=0.58$ m.

$$\frac{h^5}{(0.58 + 2h)} = 3.247 \times 10^{-5}$$

$$h = 0.12 \text{ m.}$$

$$V_{\min} = \frac{Q_{\min}}{A}$$

$$V_{\min} = \frac{0.028}{0.12 \times 0.58} = 0.40 \text{ m/s}$$

La velocidad mínima cumple con el valor recomendado.

e)- Cálculo de la pérdida de carga

$$H_f = \frac{V_p^2 - u^2}{2g} \times \left(\frac{10}{7}\right) \quad (\text{Metclaf})$$

Donde: $V_p =$ Velocidad de paso

$$V_p = 2u$$

$$V_p = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ m/s}$$

$$u = 0.8 \times 0.75 = 0.6 \text{ m/s}$$

$$h_f = \left[\frac{(1.5)^2 - (0.6)^2}{2 \times 9.81} \right] \times \left(\frac{10}{7}\right) = 0.137 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.137 \text{ m.}$$

f)- Cálculo del By-Pass

El By-Pass tiene la función de aliviar posibles deficiencias de las cámaras de rejas, que provocaría la sobre elevación del nivel del tirante de aguas arriba de las rejas. Este canal entra en funcionamiento cuando el canal supere los 29 cm.

Usando fórmulas de vertedero de caída libre

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

$$L' = L - 0.2 H$$

Donde: Q = caudal de paso
L = ancho (del vertedero lateral)
H = altura de agua.

Sea : L = 0.6
Q = 0.101 m³/s

Entonces:

$$Q = 1.71 (0.6 + 2H) \times H^{3/2}$$

$$(0.6 + 0.2H) H^{3/2} = \frac{0.101}{1.71} = 0.059$$

$$(0.6 + 0.2H) H^{3/2} = 0.059$$

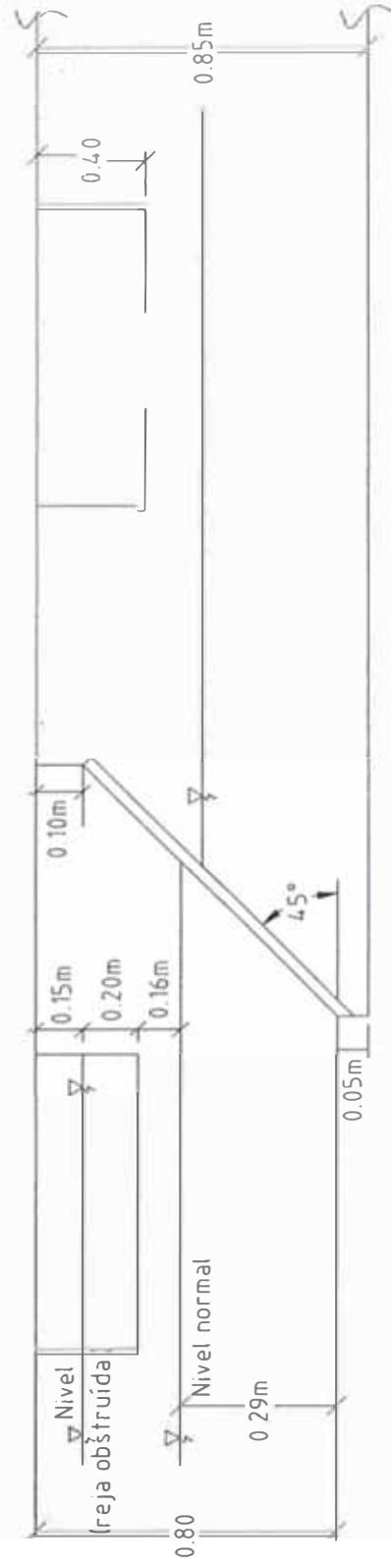
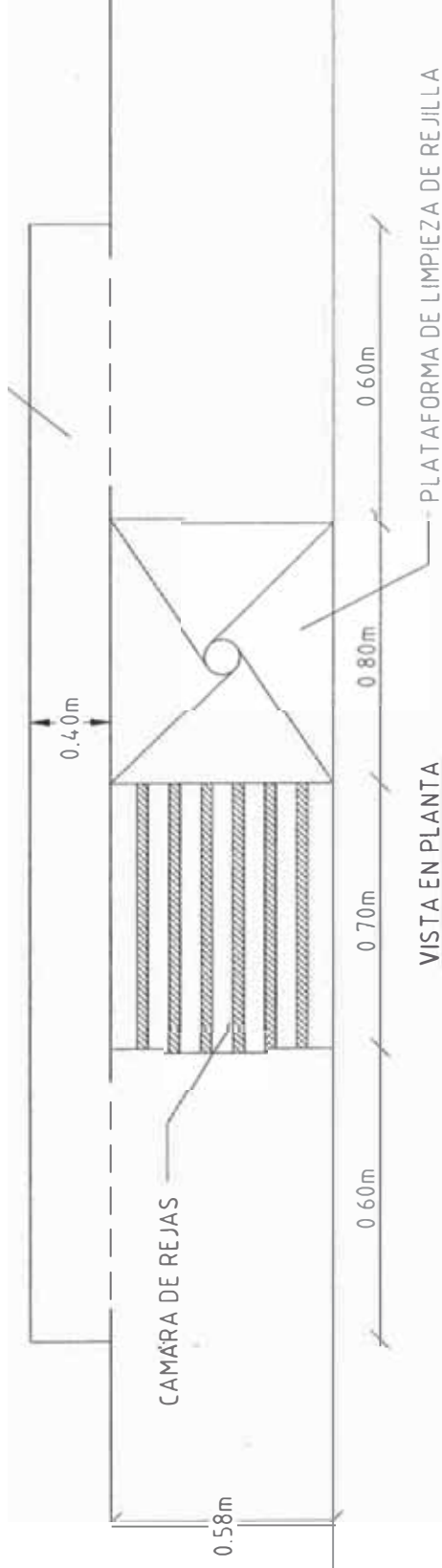
$$H = 0.20 \text{ m.}$$

Tendrá un borde libre de 0.15 m.

SISTEMA DE PRE-TRATAMIENTO

CANAL DE BY-PASS

2.70m



La altura final del canal será:

$$H_t = h_1 + h + 0.15$$

$$H_t = 0.45 + 0.20 + 0.15 = 0.80 \text{ m.}$$

$$H_t = 0.80 \text{ m.}$$

- Cálculo de la sección del canal del By-Pass

$$L = 2.70 \text{ m.}$$

$$DH = H_2 - H_1$$

Donde: H_1 = altura aguas arriba de las rejas

H_2 = altura de agua abajo de las rejas

$$DH = 85 - 80 = 5 \text{ cm.}$$

$$DH = 0.05 \text{ m.}$$

$$S = AH / L = 0.05/2.70 = 1.85\%$$

$$A^3 \times Rh^2 = \left(\frac{Q \times n}{\sqrt{S}} \right)^3 = \left(\frac{0.101 \times 0.013}{\sqrt{0.0208}} \right)^3 = 9 \times 10^{-7}$$

$$\frac{Y^5}{(B + 2y)^2} = \frac{9 \times 10^{-7}}{B^5}$$

Sea: $B = 0.40 \text{ m.}$

-> $y = 0.14 \text{ m.}$

DISEÑO DE LA TRANCISION DEL CANAL

El ángulo de transición debe ser 12.5°

$$L \geq \frac{B - D}{2 \operatorname{tg} 12.5^\circ}$$

Donde: L = Longitud horizontal de la transición
B = Ancho final de la transición (canal)
D = Diámetro del emisor

Se tiene que:

$$B = 0.58 \text{ m.}$$

$$D = 0.45 \text{ m.}$$

$$L = \frac{0.58 - 0.45}{2 \operatorname{tg} 12.5^\circ} = 0.293 \text{ m.}$$

$$L = 0.30 \text{ m}$$

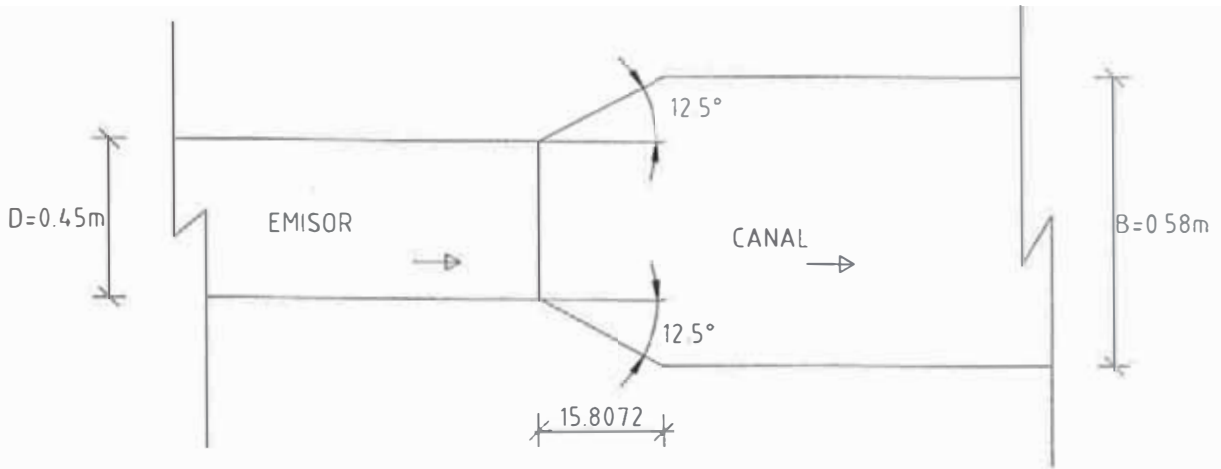
La descarga del emisor del canal tendrá una caída especial de una altura Z que será en forma de chaflán.

$$Z = E_t - E_c - h_f$$

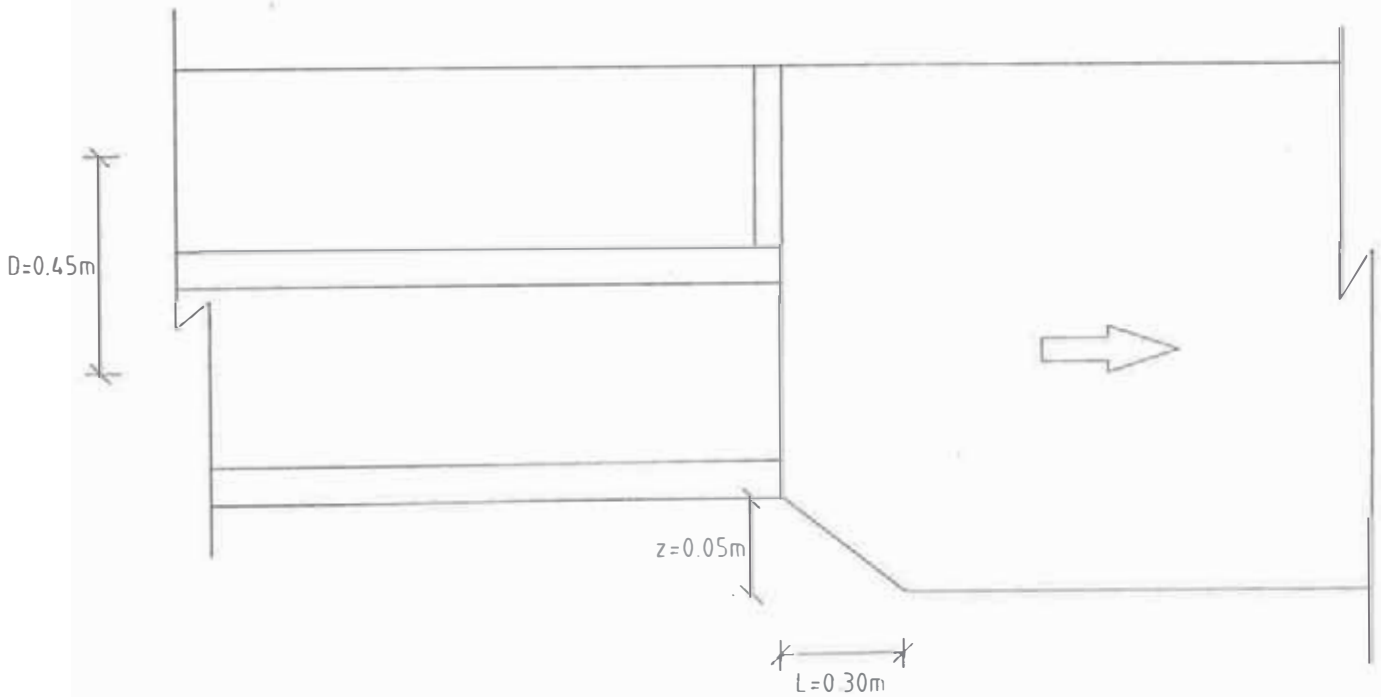
$$Z = \left(\frac{V_t^2}{2g} + Y_t \right) - \left(\frac{V_c^2}{2g} + Y_c \right) - h_{fL}$$

Donde : Z = altura o desnivel del emisor y el canal (m)
E_t = energía Hidráulica en la tubería (m)
E_c = energía Hidráulica en el canal (m)
V_t = Velocidad en la tubería (m/s)
V_c = Velocidad en el canal (m/s)
Y_c = Tirante de agua en el canal (m)

TRANSICION TUBERIA - CANAL



VISTA EN PLANTA



VISTA EN ELEVACION

h_{fL} = Pérdida de carga en el canal de transición (m)

$$h_f = 0.1 \left(\frac{V_t - V_c}{2g} \right)^2$$

Se sabe que:

$$V_t = 0.956 \text{ m/s}$$

$$Y_t = 0.283 \text{ m.}$$

$$V_c = \frac{R h^{2/3} \sqrt{S}}{h}$$

Donde: $S = 8 \times 10^{-4}$

$$h = 0.013$$

$$R h^{2/3} = 0.276$$

$$V_c = 0.6 \text{ m/s}$$

$$Y_c = 0.29 \text{ m.}$$

Entonces:

$$H_{fL} = 0.1 \left(\frac{0.956 - 0.6}{2 \times 9.81} \right)^2$$

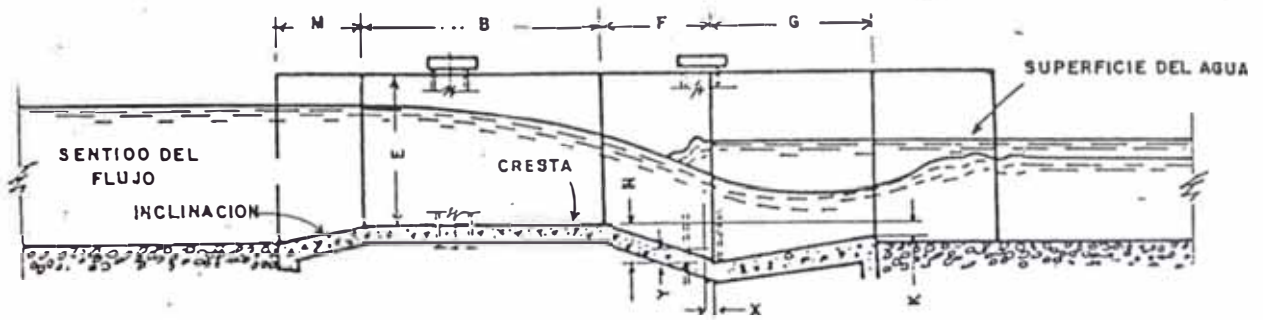
$$H_{fL} = 6.5 \times 10^{-4} \approx 0$$

$$H_{fL} \approx 0$$

$$Z = \left[\frac{(0.956)^2}{2 \times 9.81} + 0.283 \right] - \left[\frac{(0.6)^2}{2 \times 9.81} + 0.29 \right] - 0$$

$$Z = 0.021 \text{ m.}$$

Se adoptará $Z = 5 \text{ cm.}$ (por proceso constructivo)



LONGITUD DE LAS PAREDES LATRALES COMO REQUERIDA

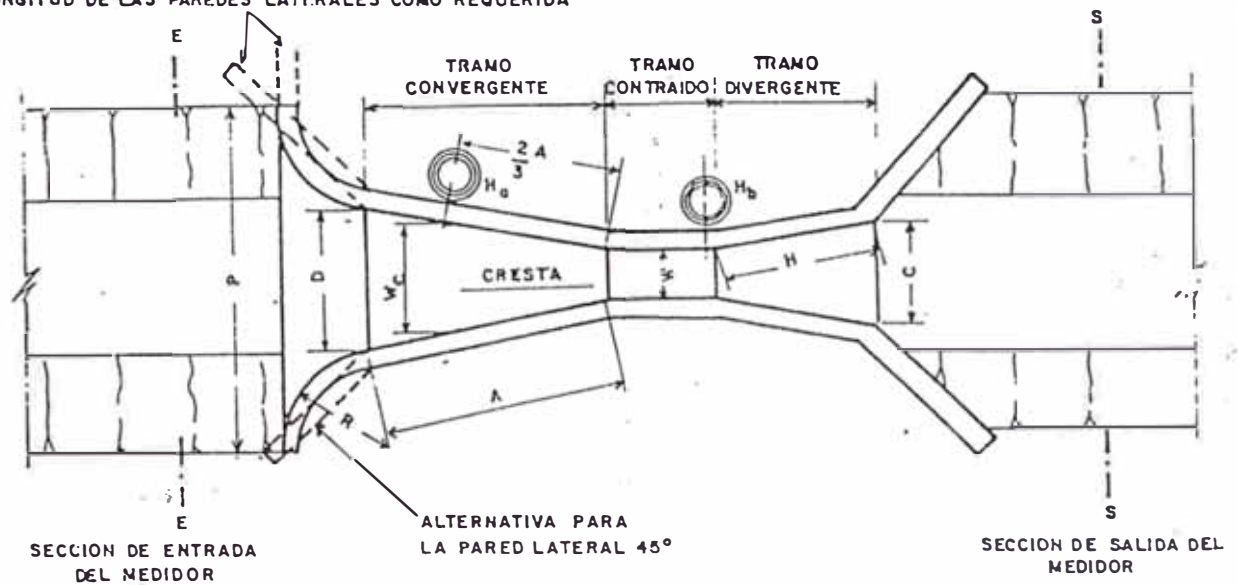


Fig. Medidor Parshall

TABLA
DIMENSIONES (EN CM) Y CAUDALES (EN M³/S) DE LOS MEDIDORES PARSHALL

L _n	W	A	2/3 A	M _c	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	Caudal Flujo Libre	
																							Min.	Máx.
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	0.0536					
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	58.1	57.5	76.2	30.5	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	66.3	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	167.6	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	222.3	7.6	7.6	0.0173	1.4272					
120	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					
150	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	0.0457	2.4239					
180	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					
210	213.4	228.6	152.4	273.3	224.7	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	3.4377					
240	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	0.0941	3.9407					

5.7.4 Diseño del Medidor Parshall

Dato: $Q_{\max} = 101.266 \text{ l/s}$

$Q_{\min} = 28.125 \text{ l/s}$

De la tabla de valores calculadas para diferentes caudales se tiene:

$C = 0.394 \text{ m.}$ $N = 0.114 \text{ m.}$

$W = 0.152 \text{ m.}$ $D = 0.397 \text{ m.}$

$A = 0.621 \text{ m.}$ $E = 0.610 \text{ m.}$

$2/3A = 0.414 \text{ m.}$ $F = 0.305 \text{ m.}$

$W_c = 0.315 \text{ m.}$ $G = 0.610 \text{ m.}$

$B = 0.610 \text{ m.}$ $K = 0.076 \text{ m.}$

Para las dimensiones dadas:

$$H_o = K \times Q^m$$

$$Q = \sqrt[m]{\frac{H_o}{K}}$$

Donde : $Q = \text{caudal que pasa (m/s)}$

$H_o = \text{altura registrada (m)}$

$m, K = \text{constantes fijas}$

$K = 1.842$

$m = 0.636$

$Q = 0.382 H_o^{1.572}$

Cálculo de la transición entre el canal y el canal del medidor Parshall.

La altura de agua en la sección de medición puede es calculada por la ecuación :

$$H_o = K Q^m$$

Los valores de (K) y (m) se obtienen de la tabla sigüiente :

CUADRO Nº 10.1

ANCHO DE LA GARGANTA DEL CANAL		K	m
(pg.)	(m)		
3"	0,075	3,704	0,646
6"	0,150	1,842	0,636
9"	0,229	1,486	0,633
1'	0,305	1,276	0,657
1,5'	0,460	0,966	0,650
2'	0,610	0,795	0,645
3'	0,915	0,608	0,639
4'	1,220	0,505	0,634
5'	1,525	0,436	0,630
6'	1,830	0,389	0,627
8'	2,440	0,324	0,623

La velocidad en la sección de medición es calculada por sigüiente ecuación :

$$V_o = Q / (H_o D)$$

$$L = \frac{B - D}{2 \operatorname{tg} 12.5^\circ}$$

Donde : B = Ancho del canal

 D = Ancho del canal Parshall

$$L = \frac{0.58 - 0.40}{2 \operatorname{tg} 12.5^\circ} = 0.40 \text{ m.}$$

$$L = 0.40 \text{ m.}$$

-Sistema de Distribución a las lagunas

La distribución se realizará mediante una tubería de C.S.N. de $\phi = 18''$ el cual cuenta con sistemas de repartición a cada laguna primaria, esta tubería tiene una pendiente de 2%. La caja de repartición de caudales tiene una grada de 10 cm., luego conectado a una tubería de C.S.N. de $\phi = 10''$ con pendiente 5%, el ingreso de desagüe es controlado por dos compuertas según se indica en planos.

-Sistema de interconexión (Laguna primaria-Laguna secundaria)

En este caso también se considera una grada de 10 cm. después del vertedero de rebose, luego es conectado a tubería de C.S.N. de $\phi = 8''$ con pendiente 5%

- Efluente de las lagunas secundarias

De igual manera que el efluente de las lagunas primarias con la diferencia de tuberías de C.S.N. $\phi = 10''$ con pendiente de 5%, descargando cada uno a buzones de donde es recolectado por una tubería $\phi = 14''$ para uso agrícola.

CAPITULO XI

OPERACIONES Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

1 ARRANQUE DE LAGUNAS FACULTATIVAS

1.1- LLENADO DE LAGUNAS

Es recomendable que la fase de puesta en marcha ocurra de preferencia en verano, cuando exista predominancia de temperaturas más elevadas.

En el llenado de lagunas se deben evitar dos procedimientos generales:

a) La carga de DBO a ser aplicada debe ser menor o igual a la carga máxima de diseño, a fin de que se establezca una comunidad balanceada de algas y bacterias y para no producir condiciones anaeróbicas con predominio de fermentación ácida y emanación de olores insoportables de compuestos putrescibles a base de azufre y nitrógeno.

b) Cargar las lagunas con pequeñas contribuciones de aguas residuales. Esto porque hasta que ocurra una colmatación del terreno, todo el líquido o parte de él puede percolar por los taludes y el fondo, acumulándose ahí material sólido putrescible y/o estableciéndose la anaerobiosis y putrefacción con emanación en malos olores.

Si el volumen inicial de aguas residuales es muy pequeño y si el sistema de lagunas se sitúa de un cuerpo receptor o se dispone de agua de abastecimiento público, se recomienda el llenado con una mezcla de agua bombeada de una de estas fuentes y de aguas residuales. el bombeo podrá ser continuo o intermitente hasta alcanzar un volumen tal que asegure una lámina mínima de 0.5 a 1.0 m. Alcanzando ese nivel, puede reiniciarse el llenado sólo con aguas residuales, hasta que se alcance el nivel de agua prevista en el proyecto, según el procedimiento expuesto a continuación. Es necesario un

período de aproximadamente 60 días para que se establezca una buena comunidad biológica.

El proceso de llenado debe contemplar la siguiente metodología:

Lagunas primarias: el llenado de estas lagunas deberá ser lento a fin de evitar algún perjuicio a la estabilidad de las unidades, especialmente de los taludes y no provocar erosiones en la capa de fondo. Se debe producir gradualmente la saturación de los taludes perimetrales.

La tasa de llenado será continua (las 24 horas del día); se prevé no más de 10 centímetros de aumento de nivel por día hasta alcanzar los primeros 50 cm.

Es posible que en los primeros días el caudal ingresado sea evaporado e infiltrado completamente. Sin embargo, luego de algunos días la tasa de infiltración deberá ir disminuyendo hasta estabilizarse en el tiempo. De esperarse una tasa de infiltración efectiva no mayor a 2.0 cm./día.

Con el objeto de favorecer el crecimiento de la biomasa algal sobre la población bacteriana y limitar la carga de DBO inicial, se interrumpirá la alimentación de las lagunas por una semana o el tiempo suficiente para conseguir la estabilización de la masa de agua. En estas condiciones la laguna se tomará de color verde.

Conseguida esta coloración, se continuará con el llenado desde los 50 cm. hasta el nivel medio de operación. En este rango, la tasa de llenado se podrá incrementar con el ingreso de un caudal mayor. Todas las lagunas serán llenadas simultáneamente.

Si eventualmente se producen problemas ambientales de malos olores (producto del desbalance entre la carga orgánica y la población de algas y bacterias), se debe detener el llenado hasta que se alcancen condiciones estables (coloración verde en el agua) y proseguir posteriormente con el llenado. como medida adicional, para mitigar los malos olores (descomposición anaeróbica de compuestos a base de azufre y nitrógeno) se puede aplicar salitre (nitrato de sodio) en dosis de 5 mg/l.

Una vez alcanzado el nivel de operación, volver a suspender la alimentación de las lagunas por espaciado de una semana, a fin de garantizar la densificación de la población de algas. Finalmente, se debe restituir el caudal de entrada para una operación continua.

De acuerdo con las dimensiones de las unidades y considerando las pérdidas por evaporación e infiltración definidas a nivel de proyecto, es posible determinar el tiempo real de llenado de las lagunas.

Cabe señalar que los tiempos de llenados pueden ser mayores en la medida que se cuente con un caudal de aguas residuales menor al previsto, o que la tasa de evaporación sea mayor según la época del año, o que exista una mayor infiltración desde las lagunas hacia el subsuelo.

Durante el tiempo en que permanezcan las lagunas bajo el sistema batch, se debe realizar pruebas de infiltración mediante balances hídricos. De esta forma, se podrá verificar la impermeabilización de las instalaciones y determinar las tasas de infiltración.

Lagunas secundarias o de maduración: el proceso de llenado de estas unidades será menos restrictivo que en el caso de las lagunas primarias, ya que no habrá limitaciones respecto a la carga orgánica aplicada. Para tal fin, una vez que el nivel en las lagunas primarias haya alcanzado el nivel medio de operación, se procederá al llenado de las lagunas secundarias en forma directa y continua.

El control de caudales en estas lagunas se hará a través de las cámaras de interconexión entre lagunas, consistente en mover la altura del nivel de los vertederos de salida de las lagunas primarias. En tanto que el nivel de las lagunas primarias podrá controlarse en las arquetas de desagüe de fondo.

Durante la primera etapa de arranque de la planta y luego de que todas las lagunas alcancen el llenado y vertido de sus efluentes, se debe comprobar el funcionamiento de las condiciones de operación en el proyecto y en el presente informe.

1.2- CONTROL DE INFILTRACION

El control de infiltración consistirá en evaluar hidráulicamente el balance hídrico en las lagunas, así como en determinar el descenso efectivo que se produce del nivel de agua.

Esto se puede controlar mediante la medición del nivel de agua diario efectivo. Si se detectan niveles menores a los previstos, se debe buscar la causa en base a dos criterios. Primero, es necesario comprobar que efectivamente se dispone de una tasa de evaporación mayor a la considerada en el proyecto, con lo cual el tiempo de llenado efectivamente será mayor. El segundo criterio consistirá en verificar una probable infiltración hacia el subsuelo. En tal caso, el balance hídrico indicará cuál es el caudal que se pierde, debiendo tomarse las medidas correspondientes, según se expone más adelante. Además, se deberá efectuar una inspección visual de los taludes interiores de los diques. Esta operación será diaria al menos durante todo el período de puesta en marcha de la planta.

En caso exista una infiltración muy pronunciada, el problema puede traducirse en una tendencia de la laguna a secarse. Cuando la infiltración sea a través del fondo, se deberá parar la alimentación de la(s) laguna(s), posteriormente desaguarla(s) a través de la arqueta de desagüe o por bombeo y posteriormente reponer la capa de arcilla o impermeabilizar por otros medios. Finalmente, el llenado de la(s) laguna(s) debe realizarse siguiendo las mismas pautas señaladas anteriormente.

En algunos casos, la infiltración puede ocurrir a través de los diques, lo cual se colaciona impermeabilizando las grietas con arcilla de buena calidad. Previamente, se debe proceder a la paralización de la alimentación y desagüe parcial o total de la laguna, a fin de permitir las faenas de reparación. Por último, se debe volver a llenar la(s) laguna(s) bajo las mismas condiciones del primer llenado.

La prueba de infiltración consistirá en la siguiente metodología:

a)- Al inicio de cada jornada medir el nivel diario de agua en la laguna. De acuerdo con el balance hídrico diario en la laguna, se determinará la evaluación de la infiltración hacia el subsuelo a partir de las siguientes expresiones:

$$dVar = dVc + dVi + dev + dV \quad (1)$$

Donde:

δVar = Volumen afluente a la laguna

δVe = Volumen efluente de la laguna

δVi = Volumen diario de infiltración

δVev = Volumen diario de evaporación

δV = Variación diaria del vol. almacenado en la laguna.

b)- El volumen perdido por evaporación se calculará en función de la tasa de evaporación diaria, en donde se tendrá presente el valor correspondiente a la estación del año en que se está desarrollando la prueba.

c)- La variación diaria del volumen almacenado en la laguna se determinará a partir de la lectura directa del nivel de agua en la laguna.

d)- Luego de obtenido el volumen diario de agua infiltrada, es posible obtener la tasa de infiltración diaria.

e)- En caso se alcance un valor de infiltración mayor a lo admisible, se concluirá que el sistema de impermeabilización propuesto en el proyecto podría no resultar el más apropiado, por lo cual debe reforzarse o reemplazarse, ya sea colocando una carpeta impermeable de polietileno de alta densidad o usando una capa mayor de arcilla. La selección de una u otra alternativa deberá respaldarse por medio de un estudio técnico-económico.

2 OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE PRE-TRATAMIENTO

CAMARA DE REJAS

Las aguas residuales contienen trapos, desperdicios, pedazos de madera, arena, etc. que deben ser removidos antes de ingresar a las unidades de tratamiento debido a que pueden obstruir cañerías, canaletas, orificios, etc. que una vez admitidas en la planta, son de difícil remoción y pueden afectar posteriormente el proceso de tratamiento.

Para tal efecto, la planta debe contar con un sistema de rejas ubicado a la entrada del recinto de la planta de tratamiento de aguas residuales. Los residuos atrapados en las rejas deben extraerse tantas veces al día como sea necesario para prevenir inconvenientes al libre escurrimiento del líquido. Como medida precautoria, no se deberá aceptar que el porcentaje de obstrucción supere el 60% de la superficie útil de la reja.

Indudablemente, esta frecuencia podrá variar en función a la cantidad de material retenido en la reja, pudiendo aumentar o disminuir según los resultados que se obtengan durante el período de arranque de la planta. No obstante, se requerirá como mínimo de dos limpiezas por día, preferentemente por la mañana y por la tarde, al inicio y fin de la jornada de trabajo.

Los residuos retenidos en las rejas serán removidos con rastrillos de mango largo, los que deben ser livianos para facilitar su manejo. Algunas veces los operadores, al efectuar el rastrilleo, fuerzan el paso de los residuos a través de los espacios entre barras hacia el líquido, anulando el propósito de las rejas. La correcta forma de hacerlo es rastrillar cuidadosamente el material hacia la plataforma de desagüe, donde escurre el líquido sobrante por el desagüe, instalado generalmente allí.

El material retenido en las rejas deberá ser transportado a un sitio dentro de la planta con ayuda de una carretilla de mano. Para tal efecto, se podrá contar con un pozo de dimensiones adecuadas localizado en lo posible cerca de la cámara de rejas o sencillamente disponer de un contenedor para el posterior retiro del material hacia un relleno sanitario, fuera del recinto de tratamiento.

El obrero será responsable de depositar diariamente los residuos y recubrirlos con una pequeña capa de cal (CaCO_3) por lo menos una vez al día, y/o agregar una capa de material de acopio disponible en el recinto. Se prevé un espesor de recubrimiento de un centímetro de cal y de unos dos a tres centímetros de relleno. De esta manera, se evitará que el material enterrado esté expuesto al ambiente, provocando la producción de malos olores (por la descomposición de la materia orgánica) y la proliferación de insectos.

En la eventualidad de que el pozo haya alcanzado su colmatación, el operador deberá prever la construcción de un nuevo pozo de iguales características.

Al final de cada jornada, los obreros deben lavar los utensilios empleados (pala, rastrillos y la carretilla), a fin de evitar la proliferación de insectos y malos olores por la descomposición de la materia orgánica depositada en éstos.

MEDICION DE CAUDALES

En las plantas de tratamiento es necesario que existan obras de medición que permitan conocer el ingreso del caudal a las lagunas. Se debe controlar y garantizar un apropiado funcionamiento de estos vertederos a través de medidas de control en el aforo del caudal, con el fin de determinar posteriormente los tiempos de retención hidráulico en las unidades de tratamiento.

El aspecto anterior tendrá particular importancia durante la primera etapa del arranque ya que el caudal afluente a las lagunas primarias debe incrementarse gradualmente, con el propósito de cumplir con los requerimientos de llenado de dichas unidades.

Para tal fin, se llevará un registro diario del caudal instantáneo que ingresa a la planta. La lectura se hará en la canaleta principal.

De ser posible, sería conveniente disponer de registradores del caudal afluente o realizar mediciones horarias que cubran por lo menos el período diurno. En caso

contrario, se recomienda optar por lecturas a las siguientes horas: 07:00, 09:00, 12:00, 13:00, 15:00, 17:00, 18:00 y 21:30. Antes de cada lectura, el operador debe limpiar los canales vertedores y/o el canal afluente al dispositivo de medición, impidiendo cualquier interferencia en el flujo que perjudique las lecturas. Los valores medidos deben registrarse diariamente.

Tanto la curva de descarga del medido general como las estructuras de medición de caudales instaladas en las lagunas, deben ser comprobadas (calibradas) en la fase de puesta en marcha de la planta, preferentemente mediante aforos volumétricos o a través de pruebas con trazadores colorantes fluorescentes como Rhodamina WT.

3 OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

3.1- OPERACION DE LAS LAGUNAS

El tratamiento de aguas residuales, es necesario ejecutar eficientemente las actividades de inspección, operación, mantenimiento y evaluación del desempeño. El operador debe garantizar el funcionamiento continuo y adecuado del sistema hidráulico y del proceso biológico de las lagunas. Se debe tener dominio de cada una de las instalaciones para posibilitar su manejo en condiciones normales y en situaciones especiales. Asimismo, es necesario prever los problemas que pudieran ocurrir.

La operación de las lagunas deberá contemplar un trabajo rutinario con frecuencia diaria y/o semanal y trabajos ocasionales. En general, el trabajo rutinario consistirá en la limpieza de las estructuras que determinan el funcionamiento hidráulico de las lagunas (canalizaciones y vertederos de entrada y salida), de los muestreos de parámetros y observaciones al afluente y efluente necesarios para la correcta evaluación del funcionamiento biológico de las lagunas.

3.1.1- Operación del funcionamiento hidráulico

Deben controlarse tanto las tuberías de alimentación de las lagunas primarias como las interconexiones entre lagunas y las salidas de aguas tratadas de las lagunas secundarias, con el fin de asegurar una buena distribución en los afluentes y efluentes de las lagunas.

Es parte de la operación rutinaria el efectuar un recorrido diario por las instalaciones y anotar las observaciones detectadas en el terreno. Si existen entradas y salidas múltiples, se debe verificar si la distribución de caudales es equitativa por los diversos ramales.

Con ayuda de cepillo, se debe limpiar periódicamente los vertederos y juntas de las compuertas de los dispositivos de salida de las lagunas para evitar la formación de capas de espuma y/o algas.

Si existe compuerta con volante para variar el nivel de agua, el eje de la compuerta debe estar siempre lubricado con grasa, a fin de prevenir la aparición de moho.

3.1.2- Operación del proceso biológico

En este tipo de lagunas, la materia orgánica disuelta o suspendida proveniente de las aguas residuales será metabolizada por bacterias heterotróficas que consumen el oxígeno producido por las algas fotosintéticas (cuya proliferación está directamente ligada con la temperatura y la radiación solar), las cuales a su vez captan el CO₂ liberado por las bacterias, en tanto que el lodo sedimenta en el fondo en donde se produce su digestión natural.

En las lagunas primarias, la carga orgánica debe estar estrictamente limitada dado que el oxígeno disuelto (originado dentro de la laguna) varía en forma horaria y dependiendo de la profundidad, concentrándose generalmente en la superficie. La carga máxima superficial a aplicar en las lagunas primarias no podrá superar aquella prevista en el proyecto. Este valor deberá ser verificado por el operador semanalmente, a través de la medición de la DBO₅, el caudal hacia la laguna y de la superficie de ésta.

El objetivo principal de las lagunas secundarias será la remoción de patógenos para un efluente de la calidad compatible con su utilización. En segundo término, se completará la remoción de la materia orgánica que no pudo ser estabilizada en las lagunas primarias.

El tratamiento previsto, que consistirá en remover principalmente la materia orgánica y los microorganismos patógenos (coliformes y parásitos), se conseguirá con los períodos de retención previamente propuestos en el diseño. Durante el período de operación de las lagunas, se debe prever la verificación de dichos tiempos, a través de pruebas de trazadores.

Debe efectuarse la limpieza periódica de las obras de llegada, así como de los canales de entrada y salida de las lagunas, a fin de remover las películas biológicas formadas en las paredes.

En cuanto a la masa de agua de las lagunas, es fundamental que la superficie del líquido se mantenga libre de natas y de sólidos flotantes que no fueron removidos en el tratamiento preliminar debido a que reducen el área efectiva, evitando la libre influencia de la energía solar en las capas superficiales e interponiéndose también a la acción oxigenadora del viento. Los sólidos flotantes podrán ser natas, grasas o aceites, papel, sólidos flotantes de menor tamaño, etc. Estos materiales deben removerse utilizando una especie de cuchara o paleta grande de malla metálica o nylon con un asa liviana, según lo especificado anteriormente. El material removido debe enterrarse de igual forma que los sólidos atrapados en las rejillas para evitar su contacto con insectos.

Por otro lado, algunas veces existe en las lagunas crecimiento excesivo de algas; muchas flotan en la superficie y forman una nata gruesa que perjudica el normal funcionamiento de la unidad por interferir en el paso de la luz solar. Con el viento, esa nata es empujada a las orillas, emitiendo olores desagradables. Por lo tanto, deben ser removidas tan frecuentemente como sea necesario.

En otros casos, especialmente cuando la profundidad es baja y la temperatura del agua elevada, las capas de lodo pueden desprenderse del fondo y ascender a la

superficie. Estas masas de residuos se acumulan generalmente en las esquinas y deben ser disgregadas para que sedimenten en el fondo o sino, es necesario extraerlas con la cuchara y depositarlas en lechos de secado. Si se optara por la dispersión, ésta puede llevar a cabo agitando con rastrillo o aplicando chorros de agua con manguera.

A)- OBSERVACIONES DE RUTINA

Existen tres puntos principales de control en las lagunas de estabilización; la laguna en sí, a la entrada y a la salida de ella. Los diversos análisis y mediciones realizados en cada uno de esos puntos serán utilizados para determinar cómo se está desarrollando el proceso de tratamiento, para prever las alteraciones operacionales que fuesen necesarias y para verificar la eficiencia del sistema.

En un sistema de una laguna, la única flexibilidad con que se dispone el operador es el control de la profundidad de la lámina de agua. Cuando el sistema proyectado incluye múltiples lagunas en serie y/o en paralelo, el operador posee un mayor número de opciones para el control, tales como:

- Transferir el líquido de una laguna a otra para corregir un problema de deficiencia de oxígeno.

- Variar la profundidad de la lámina de agua para el control de la vegetación y de larvas de mosquitos.

- Aislar una laguna que se toma anaerobia o permitir que haya una aclimatación de los microorganismos para asimilar una carga de residuos de tóxicos.

- Alterar el régimen de operación en serie o en paralelo- para redistribuir las cargas orgánicas en las diferentes lagunas.

Se deberá contemplar su seguimiento diario, constituido por observaciones directas de cada unidad y el registro oportuno de cualquier situación que indique un funcionamiento fuera de lo normal, es decir, apariencia y color indeseados, desbalances en el pH, etc. Estos factores pueden acusar desajustes en la situación biológica de la

masa de agua en la laguna y ocasionar efectos ambientales adversos, según se señala más adelante.

Coloración y apariencia de las lagunas:

El análisis de este parámetro nos permite emitir algún juicio respecto al comportamiento de las lagunas, ya que nos indica en algunos casos la presencia de altas cargas orgánicas y de nutrientes o la presencia de diferentes tipos de microorganismos en las capas superficiales del agua. Las lagunas pueden presentarse así:

- a). Color verde oscuro y parcialmente transparente.

Indica buenas condiciones. Es mayor en los efluentes secundarios que en los primarios.

Sin embargo, hay que tener presente que una coloración verdosa sumamente densa indica un crecimiento de algas, que provoca una reducción de la capa fótica y por lo tanto puede dar como resultado que la laguna funcione anaeróbicamente en las zonas profundas, de no existir una buena mezcla.

- b). Color café-amarillento o muy claro:

Crecimiento excesivo de rotíferos o crustáceos, lo que induce a una disminución de algas, OD Y PH además de la presencia de malos olores.

- c). Color gris o café oscuro

Es señal de laguna sobrecargada y/o períodos de retención muy cortos, con lo cual no se alcanza la estabilización de la materia orgánica. En este caso es conveniente interrumpir la operación de la laguna hasta encontrar una solución que permita optimizar su operación, como por ejemplo aumentar el número de dispositivos de entradas y salidas, reducir el caudal para controlar la carga automática, etc.

d). Color verde lechoso:

Proceso de autofloculación. Ocurre cuando el PH y la temperatura en la laguna se elevan a tal punto que se produce la precipitación de los hidróxidos de magnesio o de calcio, acarreado consigo las algas y otros microorganismos hacia el fondo.

e). Color azul-verdoso:

Establecimiento de algas azul-verdosas, indeseadas en las lagunas de estabilización por ser productoras de nata que inhibe la fotosíntesis de las algas verdes y debido a que producen toxinas que podrían causar daños al zooplancton. Se detectan cuando el PH es menor de 6.5 y el oxígeno disuelto es menor de 1 mg/l. Para controlarlas, se aplica una solución de sulfato de cobre de 1.25 Kg por 1000 m³, si la alcalinidad es mayor a 50 mg/l.

f). Color rosado:

Se da generalmente en las lagunas primarias con sobrecarga orgánica cuyas aguas contienen altas concentraciones de compuestos de azufre. En este caso, es conveniente suspender la alimentación de la laguna hasta restituirse en la masa de agua las condiciones para el crecimiento de la masa algal.

TRANSPARENCIA

La evaluación de la apariencia y el color debe ir acompañada de datos de transparencia. Este parámetro indica indirectamente la concentración de algas y por tanto, la cantidad de oxígeno disuelto en el agua. La penetración de la luz se medirá con el disco Secchi. Mientras mayor sea la carga aplicada a las lagunas, menor será la profundidad de transparencia. Por consiguiente, la penetración de la luz en las lagunas primarias será menor que la de una laguna secundaria. En términos generales, en una laguna primaria se espera que la lectura del disco Secchi fluctúe entre 5 y 10 cm. en tanto que en una laguna secundaria el valor oscilará entre 10 y 20 cm.

Uno de los registros rutinarios que se deben realizar en la planta es el del tipo meteorológico, tanto a fin de prevenir reacciones adversas en las lagunas, como para poder interpretar los datos operacionales en algún proyecto de investigación a ser implementado. En dicha estación se requiere disponer por lo menos de equipos que midan la temperatura ambiental (media, máxima y mínima), evaporación, humedad relativa, dirección y velocidad del viento.

B)- PREVENCIÓN DE VECTORES

Se debe efectuar un control rutinario de la proliferación de vectores (zancudos, mosquitos, etc.) que se forman en los bordes de agua. Para removerlos se propone subir el nivel de agua en las lagunas por cortos períodos (dos días) y volver al nivel inicial.

Al aumentarse el nivel, las larvas perecen por efecto de la inundación provocada. Por consiguiente, la oscilación periódica del nivel de agua en la laguna contribuye a mantener el control de los mosquitos. Este incremento de nivel se consigue colocando compuertas manuales en las cámaras y arquetas de salida de las lagunas. Por ningún motivo debe emplearse elementos químicos (plaguicidas o insecticidas) que pueden causar efectos nocivos en la biomasa de las lagunas. Esta operación se hará cada vez que se requiera, pero por lo menos debe contemplarse la ejecución de esta labor una vez al mes en verano y cada dos meses en invierno.

Como medida adicional de prevención, se debe mantener la laguna libre de natas y los taludes libres de malezas.

C)- PREVENCIÓN DE OLORES

Durante el proceso biológico producido al interior de las lagunas, es posible que se presenten efectos ambientales desfavorables a causa de una falta de equilibrio de las condiciones que deben imperar en la laguna, entre las bacterianas y las algas. Uno de los efectos negativos más importantes es la proliferación de malos olores. Estos pueden ser producto de sobrecargas orgánicas o de una escasa población algal por falta de nutrientes, formación de corrientes preferenciales provocando cortocircuitos, cargas

violentas o cambio en el tipo de agua servida, como por ejemplo la presencia de una alta concentración de sulfatos, cloruros, sustancias tóxicas, etc.

De otro lado, usualmente es posible que como consecuencia de una mala operación y mantenimiento, los olores desagradables provengan de depósitos de lodo flotante y vegetación putrefacta en algunos casos.

El problema de malos olores se puede solucionar mediante la reducción de la carga orgánica a través de la disminución del caudal de entrada o agregando los nutrientes que faltan, los cuales pueden conocerse haciendo un análisis químico del agua. Los nitratos y fosfatos son los nutrientes principales que deben estar presentes en la laguna.

Los procedimientos para la prevención de malos olores son los siguientes:

*Si existe más de una laguna facultativa, la que presenta el problema debe retirarse de operación hasta su respectiva solución. En tanto, las restantes deben ponerse en operación con alimentación en paralelo.

*De contar con un número suficiente de aeradores superficiales, éstos podrían ser instalados temporalmente para mejorar la mezcla y la oxigenación.

*En el caso de existir una sola entrada, el flujo deberá ser distribuido a través de múltiples entradas, evitándose los problemas de cortocircuito o caminos preferenciales de flujo dentro de la laguna.

*El tratamiento con nitrato de sodio eliminará el olor con buenos resultados empleándose una dosis de 5-15% por Kg. de DBO, ó 1,000 m³. El procedimiento se puede repetir en los días siguientes pero con tasas menores. Los defectos del nitrato de sodio llamado también "salitre" son los siguientes:

-Proporcionar oxígeno para que exista des-composición anaeróbica.

-Estimular el crecimiento de algas y otros organismos que proporcionen oxígeno adicional mediante fotosíntesis.

-Mantener en la laguna una reacción alcalina.

*El tratamiento con cal permite controlar la acidez en una laguna. Las aguas residuales con altos contenidos de compuestos de azufre pueden causar efectos negativos en la biomasa algal del agua de las lagunas, como toxicidad y proliferación de condiciones de ambientes de pH ácidos por la reducción de los componentes oxigenados (sulfatos), además de la consiguiente producción de ácido sulfúrico. Para evitar esta situación, se debe mantener en la laguna un pH entre 7.5 y 9, agregando dosis adecuadas de cal. Así se evita un incremento en la producción de sulfuros y por consiguiente el mal olor.

*En lo que respecta a los vegetales acuático, es necesario cortarlos y retirarlos.

D)- DECLINACION DEL PH

El rendimiento y el desenvolvimiento de diversos tipos de algas dependen del pH. Las algas verdes por ejemplo, necesitan un pH entre 8.0 y 8.4. El pH y el OD varían durante el día, predominando valores menores a la salida del sol y más elevados durante la tarde.

El declinamiento del pH, seguido de un descenso en el OD, provoca la muerte de las algas verdes. Muchas veces esto es causado por: sobrecarga orgánica, largos períodos con condiciones meteorológicas adversas y presencia de animales como Daphnia que se alimentan de algas. Esta situación se corrige así:

*Desactivar temporalmente la laguna y permitir su restablecimiento.

*Verificar los posibles cortocircuitos.

*Instalar aeradores artificiales en caso de sobrecarga.

*Verificar posibles causas de toxicidad o mortandad de algas y corregirlas en la propia fuente.

3.2- MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS

En lo que respecta a mantenimiento, las laguna de estabilización son las unidades menos problemáticas y de menor costo. Por lo tanto, no es necesario efectuar un programa de mantenimiento preventivo detallado.

Las tareas de mantenimiento son las siguientes:

3.2.1 Limpieza del material vegetal que pueda proliferar en los taludes de los diques.

En la laguna de estabilización hay dos tipos de vegetación: acuática y terrestre. La vegetación terrestre se elimina por corte y presenta un problema de mantenimiento diario. Si esta vegetación ha invadido los taludes, se puede aplicar algún plaguicida como arsenito de sodio (20 gr. por metro cuadrado), con lo cual se elimina todo crecimiento durante tres a cuatro años. En ningún caso se debe suministrar este plaguicida en la masa de agua.

La vegetación acuática, entre otras la totora, crece en el fondo o a lo largo de los taludes interiores de los diques y presenta generalmente un crecimiento exagerado pudiendo provocar malos olores.

Debe evitarse el crecimiento de este tipo de malezas, el cual puede minimizarse manteniendo el máximo nivel de agua posible (mayor a 1.2 m).

De presentarse la maleza de fondo, existen dos formas de control: por remoción mecánica o con el uso de elementos químicos.

***Remoción Mecánica**

Se drena la laguna completamente a través de la arqueta de desagüe y se deja secar la vegetación hasta ser quemada o removida mecánicamente. Posteriormente, se debe impermeabilizar el fondo de la laguna debido a que la remoción de raíces destruye la capa de arcilla usada en la impermeabilización.

*Uso de elementos químicos (como última opción)

Se drena el líquido de la laguna y se cortan los tallos de la maleza tan cerca del fondo como sea posible, luego de llenar la laguna a una profundidad de 30 cm. o lo suficiente para cubrir los extremos de los tallos. Seguidamente, se introduce "benoclor" bajo la superficie del agua por medio del rociador a presión de modo que se cubra toda el área. Se aplica 14-170 litros de benoclor por hectárea. Después de varios días, la laguna se pone nuevamente en servicio. El tratamiento es efectivo por un período de 1-3 años.

3.2.2 Mantenimiento de los diques para minimizar el efecto erosivo del agua y del viento.

La erosión por acción del viento es difícil de controlar con la laguna en operación. Una medida efectiva consiste en recubrir los taludes interiores poniendo previamente fuera de funcionamiento la laguna.

3.2.3 Mantenimiento de las rutas de acceso

Es importante mantener transitables todos los caminos de acceso interior a las distintas unidades de tratamiento. Las tareas de mantenimiento consistirán en el control de malezas y en el despeje de material suelto a lo largo de los caminos.

3.2.4 Mantenimiento General

Inspección del perímetro del sistema de tratamiento de aguas residuales y el de cada laguna, procurando verificar lo siguiente:

*Reposición de estructuras de hormigón en las distintas interconexiones existentes (canales y cámara de repartición de caudales afluentes y efluentes a las lagunas de desagüe, etc.) en caso de que sus estructuras puedan estar deterioradas.

*La ausencia de tramos de cerca debilitados o alambre deteriorado.

*El estado de conservación de los gramados de protección de los diques internos y externos.

*La correcta colocación de los avisos en lugares visibles.

*La existencia de algún flujo de líquidos por los taludes.

*El estado de conservación y limpieza de los canales diversores de aguas fluviales.

*La limpieza de las zanjas de protección contra las aguas pluviales, removiendo la arena depositada en ellas.

*El pintado de cercas y placas de aviso.

3.2.5 Remoción de lodos de las lagunas

Se debe contemplar esta actividad debido a que la acumulación de lodos representa una pérdida o disminución del volumen útil a de la laguna. Esto puede ser un obstáculo para alcanzar la eficiencia del tratamiento. El período estimado de limpieza de las lagunas primarias es cada 5-10 años y para el caso de las lagunas secundarias es cada 10 o más años.

No obstante, el operador deberá medir la altura de lodos por lo menos una vez al año, a fin de que este nivel no supere el 50% del volumen de la laguna. Se mide la acumulación de lodos sumergiendo una vara pintada de blanco al extremo inferior.

Con el fin de realizar la remoción de lodos en las lagunas, es necesario previamente proceder al drenaje del volumen de agua. La laguna cuyo lodo será removido deberá salir temporalmente del circuito, desviando las aguas residuales hacia otra laguna en uso. Esta operación debe realizarse gradualmente para no perjudicar el funcionamiento normal de la laguna en uso o interferir lo mínimo posible en los diversos usos de cuerpo receptor. El vaciado se hará gradualmente para no perjudicar el funcionamiento normal de la laguna en uso o interferir lo mínimo posible en los diversos usos del cuerpo receptor. El vaciado se hará gradualmente, ya sea extrayendo las láminas ubicadas en las arquetas de estas unidades, o por bombeo en caso de no disponer de desagüe de fondo. Esta operación de drenaje implica bajar en promedio unos 15 cm por día, con lo cual el vaciado debe durar entre una y dos semanas.

El drenaje debe efectuarse hasta alcanzar un nivel mínimo a fin de que no se produzca arrastra de lodo por el efluente y para que éste pueda quedar expuesto al ambiente. Posteriormente, se debe esperar a que el secado se produzca por evaporación hasta alcanzar un contenido de sólidos de 35% o también hasta el momento en que el lodo pueda manejarse fácilmente con pala u horqueta. Es aconsejable realizar la operación de secado en verano, período en que se dispone de mayores temperaturas.

Finalmente, la extracción del lodo de las lagunas será manual o con ayuda de un equipo pesado (cargador frontal, bulldozer), para finalmente ser almacenado en el lugar destinado al acopio de lodos. El lodo podrá utilizarse luego como acondicionador de suelos para fines agrícolas.

En la hipótesis de que exista napa freática sobre el nivel de lodos, difícilmente secará al aire libre el lodo acumulado, pudiendo removerse únicamente a través de proceso mecánicos. En este caso, conviene retirarse mediante la succión y bombeo de lodos hacia una laguna auxiliar de menor tamaño con fondo retenido solamente el lodo.

Después de haberse removido los lodos, se llenará nuevamente la laguna para recuperar la capacidad de tratamiento. El procedimiento de llenado será igual al considerado durante el arranque inicial de planta. Sólo debe efectuarse la limpieza de una

de las lagunas (por etapa), a fin de que las otras puedan seguir operando normalmente, sin afectar mayormente la calidad del efluente.

4 IMPACTO AMBIENTAL DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION

La construcción de lagunas de estabilización al igual que cualquier proyecto de similar embergadura causa un impacto en el medio ambiente en que se encuentra.

Los efectos pueden ser positivos o negativos. A continuación se analizará en tres aspectos más importantes: Aspecto social, aspecto económico y aspecto ambiental, ecológico o de salud.

IMPACTO SOCIAL

POSITIVO:

-Empleos creados para la construcción, operación y mantenimiento de la planta y en la ampliación de la actividad agrícola.

-Protección de las comunidades aguas abajo.

-Educación de la comunidad sobre la importancia del saneamiento y la justificación del gasto, tomando en cuenta que las comunidades aguas arriba también tratarán sus aguas residuales para protegerlos.

-Genera recreación, áreas verdes, entorno ecológico.

-Fomenta la investigación, para mejorar los diseños u optar en el futuro por otro tipo de tratamiento.

NEGATIVO:

-Problemas en las zonas cercanas a la planta. Puede perder valor si hay malos olores o molestias por mal diseño o mala operación y mantenimiento.

II IMPACTO ECONOMICO

POSITIVO:

-Menos gastos en tratamiento médico de enfermos.

-Menos tiempo perdido en curar y atender a enfermos.

-Areas adicionales bajo riego, ya que con el efluente de la laguna se regará terrenos desérticos.

-Conservación de los nutrientes para los cultivos y no tener que recurrir a gastos en fertilizantes.

-Aumenta la producción agrícola.

-Conserva el agua para períodos de estiaje.

NEGATIVOS:

-Implica la construcción de emisores mas largos y más costosos.

-Es necesario el uso de grandes áreas de terreno que pudiesen tener mejor uso. (industria, vivienda, agricultura, etc.)

-Pérdidas de agua por evaporación e infiltración.

III IMPACTO EN AMBIENTE ECOLOGIA Y SALUD

POSITIVO

-Protección de los ríos (Río Huaura) ya que no será necesario su descarga en el medio de estos evitando su contaminación.

-Disminución de la carga orgánica lanzada al mar.

-Disminución de la carga microbiológica descargada al ambiente.

-Disminución de enfermedades cortando el ciclo biológico (o de algunos microorganismos)

Mejora el entorno ecológico, no interrumpiendo la actividad pesquera (sobre todo en la caleta de Carquin).

Mantiene la recreación en las playas sobre todo en los meses de verano.

Mejora el paisaje ya que da opción a la creación de un parque forestal ó bosque.

NEGATIVO:

-Posible contaminación del agua subterránea, en caso de no proveerse control de infiltraciones.

-Generación de malos olores e insectos, si no hay diseño, operación y mantenimiento adecuados.

CAPITULO XII

PREVISION CONTRA DESASTRES Y OTROS RIESGOS

Todo sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado puede verse alterado su normal funcionamiento, estos pueden ser ocasionados por fenómenos ocasionados por el hombre y la naturaleza.

Para un mejor análisis de vulnerabilidad lo estudiaremos por sistemas:

1.- SISTEMA DE ABASTECIMIENTO COMPONENTES:

Se tienen los siguientes componentes:

- Línea de captación
- Línea de impulsión
- Línea de aducción
- Redes matrices
- Redes de servicio o de relleno (tub. secundarias)
- Reservorio
- Cisterna y Equipo de impulsión
- Cámara reductora de presión.

1.1- FACTORES RELACIONADOS CON LA NATURALEZA

- a)- Sequías
- b)- Inundaciones
- c)- Avalanchas
- d)- Terremotos
- e)- Tsunamis

- a)- Sequías

Las sequías y los efectos prolongados de verano ocasiona problemas en el sistema de distribución, entre los principales efectos podría citar:

-Distribución de agua por otros medios que no son las tuberías.

-Desperdicios en válvulas por operación muy frecuente en racionamientos o suministros de agua por sectores, y roturas de tuberías asociadas con golpes de ariete.

-Contaminación en las redes por succión al operar en forma intermitente.

b)- Inundaciones

Las causas básicas de la mayoría de las inundaciones es la incidencia de lluvias fuertes y/o deshielos; esta posibilidad es insignificante para la ciudad satélite de Huacho puesto que aquí existe poca precipitación.

c)- Avalanchas:

Las avalanchas se producen en zonas montañosas, donde la inclinación de las laderas sea suficientemente acentuada y exista una gran proporción de precipitación en forma de nieve.

Este fenómeno es poco probable en la ciudad proyectada, por no presentar las características ni elementos que lo ocasionen.

d)- Terremotos

Este fenómeno es el que generalmente más daño ocasiona a los sistemas de agua potable así por ejemplo:

-Ocasiona la destrucción total o parcial de las obras de captación, conducción, tratamiento, almacenamiento y distribución.

-Ocasiona ruptura de tuberías.

-Agrietamiento y/o destrucción de obras civiles e instalaciones. En este aspecto el reservorio es el que podría sufrir algún fisuramiento, y ocasionar inundación.

-Modifica la calidad del agua y contaminación en el sistema de distribución.

e)- Tsunamis

Se trata de grandes olas o sistemas de olas que generan los movimientos del fondo marino relacionados a menudo con terremotos.

Este fenómeno natural es poco frecuente pero de producirse ocasionaría crecida de olas de aproximadamente 9 mts. de altura, esto no afectará al sistema de agua ya que este se encuentra en una cota de terreno de aproximadamente de 25 msnm.

1.2- FACTORES RELACIONADOS CON EL HOMBRE

a)- Fallas de construcción

Los más comunes son: fallas estructurales de anclajes de tuberías, válvulas y tapones.

b)- Incendios:

Ante la ocurrencia de un incendio se puede presentar rotura de tuberías asociadas con un golpe de ariete por cierres y aberturas violentas de válvulas, daños causados a las válvulas e hidrantes por uso de herramientas no adecuadas para operarlas, aumento de demanda y baja de presión en el área.

c)- Derrames:

Generalmente son vulnerables a contaminación por derrames por derrames de materiales tóxicos de uso comercial e industrial, causados por accidentes errores humanos y desastres naturales las aguas superficiales, como la captación para una planta de tratamiento.

En nuestro caso la fuente es subterránea y las redes están protegidos por el suelo, pero se deberá tener cuidado con la cámara de bombeo ó cisterna, la cual es enterrada y está cerca de la carretera panamericana.

d)- Falta de agua; baja presión

Esto también es ocasionado por una falta de operación y mantenimiento del sistema, algunas causas son: la caída de compuertas de válvulas, obstrucciones en las tuberías.

e)- Errores Humanos

La operación y el mantenimiento de las redes y en especial las válvulas implican un riesgo para el sistema. La mala operación de las mismas pueden originar ondas de sobrepresión que producen roturas en las tuberías. Por esto debe prestarse especial atención al llenado de tuberías.

f)- Brotes de enfermedades transmisibles por el agua.

En la operación rutinaria de un sistema, merece especial atención la investigación de posibles conexiones cruzadas que pueden presentarse aun cuando sólo sea el caso de baja presión.

2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Se tiene muy poca información de los efectos de los desastres sobre los alcantarillados, pero de manera general analizaremos en algunos tipos de emergencia como:

2.1 TERREMOTOS

El tipo de suelo sobre el cual se encuentra la tubería determina, en gran medida el grado de daño sobre dichas. Así en superficies rocosas el daño es menor, siendo moderado en suelos de grano grueso y teniendo los mayores efectos en aquellas tuberías dispuestas en áreas de suelo de grano fino.

En nuestro caso el terremoto es rocoso, semirocoso y normal, siendo óptimo para tuberías

2.2 INUNDACIONES Y TSUNAMIS

Las obras que constituyen un sistema de alcantarillado se ven afectadas seriamente en estos fenómenos, ya que resulta imposible impedir el ingreso por las tapas de los buzones o cámaras de inspección. Para la ciudad en estudio, hay pocas probabilidades de estos daños, porque se presenta poca precipitación, y en cuanto a producirse un tsunami las aguas marinas no podrían llegar a la ciudad; sin embargo las redes tienen una capacidad de reserva de conducción para estos casos.

2.3 EXPLOSIONES

Es muy importante anotar la posibilidad de explosiones por desprendimiento de metano en las tuberías de alcantarillado y cámaras de inspección, esto está asociado principalmente a la falta de mantenimiento de las redes que evitan una adecuada ventilación.

3 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (Laguna de oxidación)

Analizaremos cada uno de sus elementos:

3.1- DIQUES Y TALUDES

Cuando los taludes son de poca pendiente (1:4) el peligro de ser erosionados por fuertes vientos son mínimos, pero presentan mayor estabilidad para los sismos. En nuestro caso las lagunas están hechas de suelos duros (rocoso, semirocoso y normal). Es por eso que se ha adoptado de un talud de (1/2), evitándose riesgos en casos de sismos.

3.2- ESTRUCTURAS DE INGRESO

Las estructuras de ingreso pueden ser averiadas por movimientos sísmicos o producidos por personas ajenas como agricultores.

3.3- ESTRUCTURAS DE SALIDA

Estas estructuras también son afectados de igual manera que las estructuras de ingreso y tuberías de interconexión.

3.4- FALLAS EN EL FUNCIONAMIENTO

Un mal manejo en la operación y mantenimiento puede generar malos olores producto de un mal proceso biológico, por estos generalmente son ocasionados por ausencia de personal, derrames tóxicos o sabotaje.

COSTOS Y PRESUPUESTOS

OBRA **PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD SATELITE DE HUACHO**

PRESUPUESTO : **REDES Y CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA**

UBICACION **HUACHO**

FECHA **SETIEMBRE - 1997**

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
1.00	OBRAS PROVISIONALES					
	Almacenes y Guardianía	m2	200	20	4000	
	Cartel de Obra	Unid	3	499	1497	5497
2.00	TRABAJOS PRELIMINARES					
	Movilizacion / Desmovilizacion de Equipo	Glob	1	1114	1114	
A	AGUA POTABLE					
3.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
3.01	Trazo niveles y replanteo	ml	66266	0.7	46386.2	
3.02	Excavación de zanja H=1.20 m.					
	a) T. Normal	ml	46187	3.74	172739.38	
	b) T. Semi-Rocoso	ml	15374	8.46	130064.04	
	c) T. Rocoso	ml	4705	59.18	278441.9	
3.03	Refine / Nivelación Zanja A=0.60					
	a) T. Normal	ml	46187	1	46187	
	b) T. Semi-Rocoso	ml	15374	1.49	22907.26	
	c) T. Rocoso	ml	4705	3	14115	
3.04	Relleno Compactado C/PL ib	ml	66266	9.24	612297.84	
	Eliminación de Material	m3	5810	7.52	43691.2	1367943.82
4.00	TUBERIA					
	Clase A-7.5					
	a) D 2" PUC	ml	676	4.01	2710.76	
	b) D 3" PUC	ml	28907	7.87	227498.09	
	c) D 4" PUC	ml	26649	12.44	331513.56	
	d) D 6" PUC	ml	2504	25.84	64703.36	
	e) D 8" PUC	ml	1048	43.43	45514.64	
	f) D 10" PVC	ml	2762	49.48	136663.76	
	g) D 12" PVC	ml	572	62.94	36001.68	
	h) D 14" AC CLASE A-75	ml	1958	106.29	208115.82	
	i) D 14" AC CLASE A-10	ml	1190	145.6	173264	1225985.67

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
5.00	SUMIN. E INST. DE ACCESORIOS					
5.01	Tee de:					
	a) 3x2	Un.	3	25.03	75.09	
	b) 3x3	Un.	112	27.54	3,084.48	
	c) 4x3	Un.	120	43.44	5,212.80	
	d) 4x4	Un.	116	43.44	5,039.04	
	e) 6x3	Un.	13	91.27	1,186.51	
	f) 6x4	Un.	20	98.29	1,965.80	
	g) 6x6	Un.	1	96.59	96.59	
	h) 8x4	Un.	13	143.35	1,863.55	
	i) 8x8	Un.	1	170.01	170.01	
	j) 10x4	Un.	24	240.39	5,769.36	
	k) 10x10	Un.	2	366.95	733.90	
	l) 12x4	Un.	7	355.98	2,491.86	
	m) 12x10	Un.	2	547.03	1,094.06	
	n) 14x12	Un.	1	617.05	617.05	
5.02	Cruces de:					
	a) 3x3	Un.	13	82.90	1,077.70	
	b) 4x3	Un.	16	85.72	1,371.52	
	c) 4x4	Un.	7	91.90	643.30	
	d) 6x3	Un.	4	106.37	425.48	
	e) 6x4	Un.	2	119.82	239.64	
	f) 8x4	Un.	1	171.54	171.54	
	g) 10x4	Un.	4	273.59	1,094.36	
	h) 10x8	Un.	1	323.69	323.69	
	i) 12x10	Un.	1	818.88	818.88	
	j) 14x12	Un.	1	957.31	957.31	
5.03	Reducciones de:					
	a) 3 a 2	Un.	5	23.72	118.60	
	b) 4 a 3	Un.	31	26.69	827.39	
	c) 6 a 4	Un.	5	46.64	233.20	
	d) 8 a 4	Un.	6	89.32	535.92	
	e) 8 a 6	Un.	1	89.32	89.32	
	f) 10 a 4	Un.	2	240.07	480.14	
	g) 10 a 6	Un.	2	240.78	481.56	
	h) 10 a 8	Un.	2	253.83	507.66	
	i) 12 a 10	Un.	5	354.28	1,771.40	
	j) 14 a 4	Un.	1	433.34	433.34	

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
5.04	Tapones de:					
	a) 2"	Un.	7	14.71	102.97	
	b) 3"	Un.	44	23.40	1,029.60	
	c) 4"	Un.	7	40.44	283.08	
5.05	Transiciones de:					
	a) 3"	Un.	114	19.34	2,204.76	
	b) 4"	Un.	320	29.49	9,436.80	
	c) 6"	Un.	24	76.16	1,827.84	
	d) 8"	Un.	8	150.62	1,204.96	
	e) 10"	Un.	16	257.27	4,116.32	
	f) 12"	Un.	4	312.45	1,249.80	
5.06	Codos de:					
	a) 3"x90°	Un.	28	22.32	624.96	
	b) 3"x45°	Un.	23	22.32	513.36	
	c) 3"x22.5°	Un.	22	22.32	491.04	
	d) 4"x90°	Un.	21	38.61	810.81	
	e) 4"x45°	Un.	32	38.61	1,235.52	
	f) 4"x22.5°	Un.	26	38.61	1,003.86	
	g) 8"x90°	Un.	1	149.57	149.57	
	h) 8"x45°	Un.	7	158.32	1,108.24	
	i) 10"x45°	Un.	3	252.09	756.27	
	j) 10"x22.5°	Un.	2	252.09	504.18	
	k) 12"x45°	Un.	2	409.49	818.98	71,474.97
6.00	SUMIN. E INST. DE VALVULAS, G.C.I.					
6.01	Válvulas de Compuerta de:					
	a) 3"	Un.	57	143.30	8,168.10	
	b) 4"	Un.	160	188.20	30,112.00	
	c) 6"	Un.	12	360.11	4,321.32	
	d) 8"	Un.	4	609.93	2,439.72	
	e) 10"	Un.	8	940.93	7,527.44	
	f) 12"	Un.	2	1337.44	2,674.88	
6.02	Const. Caja e Instalación de Válvulas de:					
	a) 3"	Un.	57	79.79	4,548.03	
	b) 4"	Un.	160	86.79	13,886.40	
	c) 6"	Un.	12	86.79	1,041.48	
	d) 8"	Un.	4	129.40	517.60	
	e) 10"	Un.	8	129.40	1,035.20	
	f) 12"	Un.	2	172.49	344.98	
6.03	Sum. Grifos Contra Incen. de dos bocas	Un.	58	526.87	30,558.46	
6.04	Inst. de Grifos contra Incendio	Un.	58	129.40	7,505.20	114,680.81

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
7.00	OTRAS OBRAS					
	Prueba H/Desinfección Tuberfa					
	a) ø 2"	ml	676	0.85	574.69	
	b) ø 3"	ml	28,907	0.92	26,594.53	
	c) ø 4"	ml	26,649	1.09	29,047.85	
	d) ø 6"	ml	2,504	1.40	3,505.46	
	e) ø 8"	ml	1,048	1.80	1,886.40	
	f) ø 10"	ml	2,762	2.30	6,352.60	
	g) ø 12"	ml	572	3.15	1,801.80	
	h) ø 14"	ml	3,148	3.88	12,214.24	81,977.56
8.00	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
8.01	Conexiones Domiciliarias Simples ø 1/2"					
	a) Terreno Normal	Un.	4,587	283.73	1,301,469.51	
	b) Terreno Semi-Rocoso	Un.	1,520	372.02	565,470.40	
	c) Terreno Rocoso	Un.	473	593.25	280,607.25	2,147,547.16
9.00	CAMARA REDUCTORA DE PRESION					
9.01	Const. Cámaras p/Válv.	Un.	1	6,815.19	6,815.19	
9.02	Suministro e Instalación Hidráulica					
	Válvula con Piloto de ø 10", en línea de 12"	Un.	1	37,527.02	37,527.02	44,342.21
	SUB-TOTAL					5,059,449.20
	GG y UV	%	20			1,011,889.84
	I.G.V.	%	18			910,700.86
	TOTAL					6,982,039.90

OBRA **PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD SATELITE DE HUACHO**
PRESUPUESTO : **RESERVORIO APOYADO 2600m**
 CISTERNA-CASETA DE BOMBEO 600 m
FECHA **: SETIEMBRE DE 1997**

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
10.00	RESERVORIO					
10.01	Reservorio	m3	2,600	218.88	569,088.00	
10.02	Caseta de Valv.	m3	2,600	12.58	32,708.00	601,796.00
11.00	CIISTERNA Y CASETA DE BOMBEO					
11.01	Cisterna-Caseta de bombeo	m3	600	404.89	242,934.00	
	SUBTOTAL					844,730.00
	GG. y U.	%	20			168,946.00
	I.G.V.	%	18			152,051.40
	TOTAL					1,165,727.40

OBRA PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD SATELITE DE HUACHO
 PRESUPUESTO : REDES Y CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE
 UBICACION HUACHO
 FECHA SETIEMBRE DE 1997

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	TOTAL
B	RED DE DESAGUE					
10.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
10.01	Trazo, Replanteo y Nivelación	ml	63,118	0.70	44,182.60	
10.02	Excavación de zanjas de:					
	a) Hasta H=1.5m T. Normal	ml	29,250	4.38	128,115.00	
	b) Hasta H=1.5m T. S-Rocoso	ml	11,250	9.88	111,150.00	
	c) Hasta H=1.5m T. Rocoso	ml	4,500	103.71	466,695.00	
	d) Hasta H=2.0m T. Normal	ml	8,967	6.54	58,644.18	
	e) Hasta H=2.0m T. S-Rocoso	ml	3,284	14.74	48,406.16	
	f) Hasta H=2.5m T. Normal	ml	4,060	8.73	35,443.80	
	g) Hasta H=3.0m T. Normal	ml	735	10.91	8,018.85	
	h) Hasta H=3.5m T. Normal	ml	927	16.93	15,694.11	
	i) Hasta H=5.0m T. Normal	ml	60	17.30	1,038.00	
	j) Hasta H=5.0m T. S-Rocoso	ml	35	39.65	1,387.75	
	k) Hasta H=8.0m T. S-Rocoso	ml	50	47.71	2,385.50	
10.03	Entivado de zanja c/madera	m ²	1,750	6.29	11,007.50	
10.04	Relleno y Compactado C/PL Vib.					
	a) 1.0x1.5m	ml	45,000	17.54	789,300.00	
	b) 1.0x2.0m	ml	12,251	26.05	319,138.55	
	c) 1.0x2.5m	ml	4,060	33.87	137,512.20	
	d) 1.0x3.0m	ml	735	41.69	30,642.15	
	e) 1.0x3.5m	ml	927	56.60	52,468.20	
	f) 1.0x5.0m	ml	95	105.41	10,013.95	
	g) 1.5x8.0m	ml	50	130.01	6,500.50	
10.05	Eliminación de Material	m	6,750	7.52	50,760.00	2,328,504.00
11.00	TUBERIA					
11.01	Sumini. e Inst. de Tubería de C.S.N.					
	a) 8"	ml	58,040	20.90	1,213,036.00	
	b) 10"	ml	943	30.97	29,204.71	
	c) 12"	ml	1,196	47.40	56,690.40	
	d) 14"	ml	290	60.35	17,501.50	
	e) 16"	ml	1,068	74.12	79,160.16	
	f) 18"	ml	1,581	94.75	149,799.75	1,545,392.52
12.00	REFINE Y NIVELACION DE ZANJAS					
12.01	Refine y Nivelación de Zanjas en:					
	a) T. Normal	ml	43,999	1.33	58,518.67	
	b) T. Semi-Rocoso	ml	14,619	1.99	29,091.81	
	c) T. Rocoso	ml	4,500	3.98	17,910.00	105,520.48

PART.	DESCRIPCION	METRADO		COSTOS		TOTAL
		UNI	CANT.	UNIT.	PARC.	
13.00	BUZONES					
13.01	Buzones Estandard de:					
	a) H=1.5m Promedio	Un.	735	1,452.52	1,067,602.20	
	b) H=2.0m Promedio	Un.	180	1,675.06	301,510.80	
	c) H=2.5m Promedio	Un.	68	1,882.88	128,035.84	
	d) H=3.0m Promedio	Un.	13	2,090.70	27,179.10	
	e) H=3.5m Promedio	Un.	16	2,384.92	38,158.72	
	f) H=5.0m Promedio	Un.	6	2,678.63	16,071.78	
	g) H=8.0m Promedio	Un.	3	3,937.41	11,812.23	1,590,370.67
14.00	OTRAS OBRAS					
14.01	Doble Prueba Hidráulica + Escorrentía					
	a) ø 8"	ml	58,040	1.30	75,452.00	
	b) ø 10"	ml	943	1.60	1,508.80	
	c) ø 12"	ml	1,196	2.36	2,822.56	
	d) ø 14"	ml	290	2.88	835.20	
	e) ø 16"	ml	1,068	3.45	3,684.60	
	f) ø 18"	ml	1,581	4.37	6,908.97	91,212.13
15.00	CONEXIONES DOMIICILIARIAS					
15.01	Conexiones Domiciliarias Simples ø 6"					
	a) T. Normal	Un.	5,067	628.11	3,182,633.37	
	b) T. Semi-Rocoso	Un.	1,316	931.77	1,226,209.32	
	c) T. Rocoso	Un.	197	1,561.29	307,574.13	4,716,416.82
16.00	EMPALME DE BUZONES					
16.01	Empalme a Buzones Existentes	Un.	6	33.31	199.86	199.86
	SUBTOTAL					10,377,616.48
	GG. y U.	%	20			2,075,523.30
	I.G.V.	%	18			1,867,970.97
	TOTAL					14,321,110.74

OBRA PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD SATELITE
 DE HUACHO
 PRESUPUESTO LAGUNA DE ESTABILIZACION
 UBICACION HUACHO
 FECHA SETIEMBRE DE 1997

ART.	DESCRIPCION	METRADO		UNIT.	COSTOS PARC.	TOTAL
		UNI	CANT.			
17.00	LAGUNA DE ESTABILIZACION OBRAS PRELIMINARES					
17.01	Trazo y Replanteo	Ha	5.3	233.60	1,238.08	
17.02	Guardianía	Mes	6.0	2,002.32	12,013.92	
8.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
8.01	Excavación Masiva T. Normal	10 m	9,325.7	37.40	348,781.18	
18.02	Diques en Relleno Comp. PP = 0.5	ml	4,248.0	20.07	85,257.36	
18.03	Diques en Corte (Perfilado)	ml	4,248.0	4.17	17,714.16	
18.04	Eliminac. Mat. Excedente D = 200 m.	10 m	11,671.8	35.29	411,897.82	876,902.62
19.00	COLECTOR DE DISTRIBUCION					
19.01	Excavación de Zanja	ml	364	6.82	2,482.48	
19.02	Refine y Nivelación de Fondo	ml	364	1.06	385.84	
19.03	Suministro Tub. C.S.N. ø 18"	ml	364	68.16	24,810.24	
19.04	Instalación Tub. C.S.N. ø 18"	ml	364	26.59	9,676.76	
19.05	Prueba Hidráulica Tub. C.S.N. ø 18"	ml	364	4.37	1,590.68	
19.06	Relleno y Compactación	ml	364	22.12	8,051.68	
19.07	Estruc. Sist. de Ingreso	Un	6	1,687.22	10,123.32	57,123.00
20.00	EFLUENTE					
20.01	Excavación de zanja 0.8x1.5 P.P.	ml	362	6.03	2,182.86	
20.02	Refine y nivelación de zanja	ml	362	1.72	622.64	
20.03	Suministro de Tub. C.S.N. ø 14"	ml	362	40.29	14,584.98	
20.04	Instal. Tub. C.S.N. ø 14"	ml	362	20.06	7,261.72	
20.05	Buzón D=1.5mx1.5 P.P.	Un	7	1,452.52	10,167.64	
20.06	Prueba Hidráulica Tub. C.S.N. ø 14"	ml	362	2.88	1,042.56	
20.07	Relleno y Compactación	ml	362	20.80	7,529.60	
21.00	OBRAS DE ARTE					
21.01	Estruct. Sist. Interconexión	Un	6	692.49	4,154.94	
21.02	Estruct. Sist. Salida	Un	6	695.08	4,170.48	
21.03	Piedra canteada con mezcla	m ³	43.2	18.07	780.62	
21.04	Revest. Fondo y Talud c/arcilla	m ²	79,468	12.30	977,456.40	
21.05	Suministro Tub. C.S.N. ø 10"	ml	72	20.32	1,463.04	
21.06	Inst. Tub. C.S.N. ø 10"	ml	72	10.65	766.80	
21.07	Suministro Tub. C.S.N. ø 8"	ml	36	13.95	502.20	
21.08	Inst. Tub. C.S.N. ø 8"	ml	36	6.95	250.20	
21.09	Cámara de Rejas	Un		2,867.35	2,867.35	
21.10	Medidor Parshal	Un		1,875.36	1,875.36	1,037,679.39
	SUBTOTAL					1,971,704.92
	GG Y U.	%	20			394,340.98
	I.G.V.	%	18			354,906.88
	TOTAL					2,720,952.78

FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE

A.- REAJUSTE DE REDES Y CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE

SETIEMBRE - 1997

$$K = 0.374 \frac{MO_r}{MO_o} + 0.189 \frac{TPVC_r}{TPVC_o} + 0.157 \frac{AFF_r}{AFF_o} + 0.164 \frac{GGU_r}{GGU_o} + 0.055 \frac{MEQ_r}{MEQ_o} + 0.061 \frac{AGF_r}{AGF_o}$$

SIMBOLO	DESCRIPCION	INDICE UNIFICADO	PORCENTAJE DE INCIDENCIA
MO	Mano de Obra	47	100
TPVC	Tubería PVC para Agua	72	100
AFF	Accesorios de F ^O F ^O	71	100
GG Y U	Gastos G. y Utilid.	39	100
AGF	Agregado Fino	04	23
MEQ	Maquinaria y Equipo Nac.	48	40

Donde:

- K** = Coeficiente de reajuste de valorizaciones.
- "O"** = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha del presupuesto base (setiembre de 1997)
- "r"** = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha de reajuste.

FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE

B.- REAJUSTE DE REDES Y CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE

SETIEMBRE - 1997

$$K = 0.337 \frac{MO_r}{MO_o} + 0.178 \frac{TCS_r}{TCS_o} + 0.085 \frac{CPC_r}{CPC_o} + 0.164 \frac{MEQ_r}{MEQ_o} + 0.163 \frac{GGyU_r}{GGyU_o} + 0.073 \frac{APFT_r}{APFT_o}$$

SIMBOLO	DESCRIPCION	INDICE UNIFICADO	PORCENTAJE DE INCIDENCIA
MO	Mano de Obra	47	100
TCS	Tubería de C.S.N.	69	100
CP	Caja de Concreto Pre. Fab.	31	57.95
MEQ	Maquinaria y Equ. Nac.	48	100
GG y U	Gastos Generales y Util.	39	100
AP	Agua	39	61.32
C	Cemento	21	42.15
FT	Flete	32	38.68

Donde:

- K** = Coeficiente de reajuste de valorizaciones.
- "O"** = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha del presupuesto base (setiembre de 1997)
- "r"** = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha de reajuste.

FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE

C.- LAGUNA DE ESTABILIZACION

SETIEMBRE DE 1997

$$K = 0.306 \frac{MO_r}{MO_o} + 0.045 \frac{TCA_r}{TCA_o} + 0.074 \frac{FG_r}{FG_o} + 0.407 \frac{EH_r}{EH_o} + 0.167 \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

SIMBOLO	DESCRIPCION	INDICE UNIFICADO	PORCENTAJE DE INCIDENCIA
MO	Mano de Obra	47	100
T	Tubería de C.S.N.	69	57.97
C	Cemento Portland Tipo 5	23	11.21
A	Agua	39	30.83
F	Agregado Fino	04	3.24
G	Agregado Grueso	05	96.76
E	Maqui. y Equipo Impor.	49	97.65
H	Herramienta Manual	31	2.35
GGU	Gastos Generales y Utilid.	39	100

Donde:

- K = Coeficiente de reajuste de valorizaciones.
- "O" = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha del presupuesto base (setiembre de 1997)
- "r" = Sub-Indice del Monomio correspondiente a la fecha de reajuste.

CAPITULO XIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A.- CONCLUSIONES

CAPITULO I

Esta tesis presenta una alternativa a la falta de servicios de saneamiento, para mejorar la calidad de vida de la población de Huacho.

CAPITULO II

La Ciudad de Huacho por su cercanía a la Ciudad de Lima se convierte en una alternativa de residencia para los habitantes de esta ciudad.

La ciudad Satelite de Huacho se ubica al Sur de Huacho en una área de 250.02 Has, conformado por 6580 lotes considerada en la zona de expansión urbana.

La educación en la ciudad de Huacho cuenta con centros de enseñanza en todos los niveles lo que es un atractivo para inmigración de los pobladores de lugares aledaños.

Las actividades económicas que se realiza es muy variada y abarca todos los campos de la producción.

El índice de mortalidad es 22.3 % , de los cuales las enfermedades relacionadas con la falta de servicios de saneamiento lo conforma el 50 % del total de las enfermedades registradas.

Los servicios de abastecimiento de agua es deficiente , en el gráfico N° 2.6 se observa que el 62.29 % se abastece de la red pública, el 18.79 % de pozo, el 3.70 % de pilones, el 7.56 % de camión cisterna, el 4.78 % de río, manantial o acequia, y otros el 2.90 %.

Los servicios de desagüe no cubre la demanda de la población , donde el 57.80 % descargan sus desagües a la red pública, el 19.34 % a un pozo séptico, el 3.00 % a canal o acequia y el 19.88 % no cuenta con servicio de desagüe. (cuadro N° 2.7).

La fuente de abastecimiento de agua , es la subterránea, con una producción total de 243.06 lps.

CAPITULO III

El crecimiento poblacional de Huacho tiene comportamiento de un crecimiento geométrico.

La población de diseño para el proyecto se calcula mediante la densidad de vivienda (6 hab. / viv.) obteniéndose una población de 39,480 habitantes.

CAPITULO IV

La Ciudad Satélite inicialmente se abastecerá de la fuente subterránea

La fuente de agua superficial es una alternativa a corto plazo, sobre el cual existe un proyecto para la construcción de una planta de tratamiento de agua potable.

CAPITULO V

El periodo de diseño es de 12 años considerando dos años para obtener el financiamiento.

La captación de agua se realizará de una tubería matriz de ϕ 16" , mediante una tubería de ϕ 14" de A - C clase A -7.5 , de 1,090 m , captando un caudal de 106.92 lps, que es conducida a una cisterna.

La cisterna es de forma rectangular , enterrada ,de 600 m³, este constituye una reserva de 1.25 Hrs de consumo.

La tubería de impulsión será de asbesto - cemento de ϕ 14", de clase A - 10 en un primer tramo y de clase A - 7.5 en un segundo tramo; con una longitud total de 1,936 m.

El bombeo es de agua será efectuado por dos electrobombas con una capacidad de bombeo de 71.28 lps , y 84.31 m de altura cada una

El reservorio es de forma cilíndrica, de 2600 m³, ubicado en un terreno rocoso.

La tubería de aducción tiene un diámetro de 14" , clase A -7.5 ,de asbesto cemento y 61 m de longitud.

Se cuenta con una cámara reductora de presión para regular la presión de la parte baja.

CAPITULO VI

Debido a la topografía del lugar los desagües de una zona (1,580 lotes) son descargados a los buzones de la red existente, y los desagües de la segunda zona (5,000 lotes) a las lagunas de oxidación.

Se utilizara tuberías PVC. con unión flexible en colectores hasta 12" de diámetro , y de C.S.N. para diámetros mayores.

CAPITULO X

Los desagües a tratar corresponden a 5000 viviendas resultando un volumen de 4860.48 m³ / día.

El tratamiento de las aguas residuales lo conforman 6 lagunas primarias y 6 lagunas secundarias en una área total de 10 Has.

Las lagunas primarias tienen por dimensiones 110 m de largo, 55 m de ancho y 1.5 m de profundidad; con una eficiencia remocional de 98.60 %.

Las lagunas secundarias tienen por dimensiones 110 m de largo 55 m de ancho y 1.20 m de profundidad; con una eficiencia remocional de 99.00 %.

Al ingreso tendrá un sistema de cámara de rejas para el pretratamiento, un medidor tipo canaleta parshal.

CAPITULO XI

Las lagunas de oxidación ocasionan un impacto ambiental positivo en general, recuperándose terrenos eriazos para transformarlos en productivos, se evita la contaminación del mar, los malos olores no ocasionaran molestias, estas están alejadas de las viviendas.

CAPITULO XIII

La red de agua y conexiones domiciliarias tienen un costo de S/. 6'982,039.90 nuevos soles

La red de alcantarillado y conexiones domiciliarias de desagüe tiene un costo de S/. 14'321,110.74 nuevos soles.

El costo de la cisterna y caseta de bombeo incluido el equipamiento, reservorio y caseta de válvulas costara S/. 1'165,727.40 nuevos soles

La construcción de las lagunas de oxidación , el sistema de pre-tramiento tienen un costo de S/. 2'720,952.78 nuevos soles.

El proyecto tiene un costo total de S/. 25'189,830.82 nuevos soles.

B.- RECOMENDACIONES

La ejecución de las obras se deberá realizar de acuerdo a las especificaciones técnicas

Las obras civiles deberán diseñarse sísmicamente.

Se deberá construir una planta de tratamiento de agua potable en el corto plazo .captando agua del Río Huaura.

Proyectar un cinturón de bosque de arboles al rededor de las lagunas de oxidación para evitar las corrientes de vientos hacia la ciudad.

Los sistemas de agua y alcantarillado deberán tener un programa de operación y mantenimiento preventivo.

La planta de tratamiento de aguas residuales deberá ser operada y estar a cargo de personal especializado

En el proyecto de Planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Huacho considerar una descarga de 17.77 l / s de la ciudad proyectada ; para su tratamiento.

La ejecución de la obra debe realizarse por etapas.

En sus inicios construir dos lagunas primarias y dos lagunas secundarias , luego ir incrementando una primaria y secundaria sucesivamente.

ESPECIFICACIONES TECNICAS EXCABACIONES

1.- GENERALIDADES

La excavación en corte abierto será hecha a mano o con equipo mecánico, a trazos, anchos y profundidades necesarias para la construcción, de acuerdo a los planos replanteados en obra y/o presentes especificaciones.

Por la naturaleza del terreno, en algunos casos será necesario el tablestacado, entibamiento y/o pañeteo de las paredes, a fin de que éstas no cedan.

Las excavaciones no deben efectuarse con demasiada anticipación a la construcción o instalación de las estructuras, para evitar derrumbes, accidentes y problemas de tránsito.

2.- DESPEJE

Como condición preliminar, todo el sitio de la excavación en corte abierto, será primero despejado de todas las obstrucciones existentes.

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: terrenos sin compactar o terreno con material orgánico objetable, basura u otros materiales fangosos.

b)- No Autorizada

Cuando los el Constructor por negligencia, ha excavado más allá y más abajo de las líneas y gradientes determinadas.

En ambos casos, el constructor está obligado a llenar todo el espacio de la sobre-excavación con concreto FC = 140 Kg/cm² u otro material debidamente acomodado y/o compactado, tal como sea ordenado por la Empresa.

4.- ESPACIAMIENTO DE LA ESTRUCTURA A LA PARED DE EXCAVACION

En el fondo de las excavaciones, los espaciamientos entre la pared exterior de la estructura a construir o instalar, con respecto a la pared excavada son los siguientes:

En construcción de estructuras (cisternas, reservorios, tanques, cámaras de válvulas enterradas etc.) será de 0.60 metros mínimo y 1.00 metro máximo.

En instalación de los espaciamientos entre los límites establecidos, dependerá del área de la estructura, profundidad de las excavaciones y tipo de terreno.

5.- DISPOSICION DEL MATERIAL

El material sobrante excavado, si es apropiado para el relleno de las estructuras, podrá ser amontonado y usado como material selecto y/o calificado de relleno, tal como sea determinado por la Empresa. 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 por el constructor, efectuando el transporte y depósito en lugares donde cuente con el permiso respectivo.

6.- TABLESTACADO Y/O ENTIBADO

Los sistemas y diseños a emplearse, lo mismo que su instalación y extracción serán propuestos por el constructor, para su aprobación y autorización por la empresa.

Es obligación y responsabilidad del constructor, tablestacar y/o entibiar en todas las zonas donde requiera su uso, con el fin de prevenir los deslizamientos de material que afecten la seguridad del personal, las estructuras mismas y las propiedades adyacentes. La empresa se reserva el derecho a exigir que se coloque una mayor cobertura del tablestacado y/o entibiado.

Si la empresa verificara que cualquier punto del tablestacado y/o entibiado es inadecuado o inapropiado para el propósito, el constructor está obligado a efectuar las rectificaciones o modificaciones del caso.

7.- REMOCION DE AGUA

En todo momento, durante el periodo de excavación hasta su terminación e inspección final y aceptación, se proveerá de medios y equipos amplios mediante el cual se pueda extraer prontamente, toda el agua que entre en cualquier excavación u otras partes de la obra. No se permitirá que suba el agua o se ponga en contacto con la estructura, hasta que el concreto y/o mortero haya obtenido fragua satisfactoria y de ninguna manera antes de doce (12) horas de haber colocado el concreto y/o mortero. El agua bombeada o drenada de la obra será eliminada de una manera adecuada, sin daño a las propiedades adyacentes, pavimentos, veredas u otra obra en construcción.

El agua no será descargada en las calles, sin la adecuada protección de la superficie al punto de descarga. Uno de los puntos de descarga, podrá ser el sistema de desagües, para lo cual, el constructor deberá contar previamente con la autorización de la empresa y coordinar con sus áreas operativas.

Todos los daños causados por la extracción de agua de las obras, serán prontamente reparadas por el constructor.

CLASIFICACION DE TERRENO

Para los efectos de la ejecución de obras de saneamiento para la Empresa, los terrenos a excavar se han clasificado en tres tipos:

a)- Terreno Normal

Conformado por materiales sueltos tales como: arena, limo, arena limosa, gravillas, etc. y terrenos consolidados tales como: hormigón compacto, afirmado o mezcla de ellos, etc. los cuales pueden ser escavados sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico.

b)- Terreno Semirocoso

El constituido por terreno normal, mezclado con bolonería de diámetros de 8" hasta (*) y/o con roca fragmentada de volúmenes 4 dm₃ hasta (**) dm₃ y, para su extracción no se requiera el empleo de equipos de rotura y/o explosivos.

c)- Terreno rocoso

Conformado por roca compuesta, y/o roca fija, y/o bolonería mayores de (*) de diámetro, en que necesariamente se requiera para su extracción, la utilización de equipos de rotura y/o explosivos.

(*) 20" = Cuando la extracción se realiza con mano de obra, a pulso.

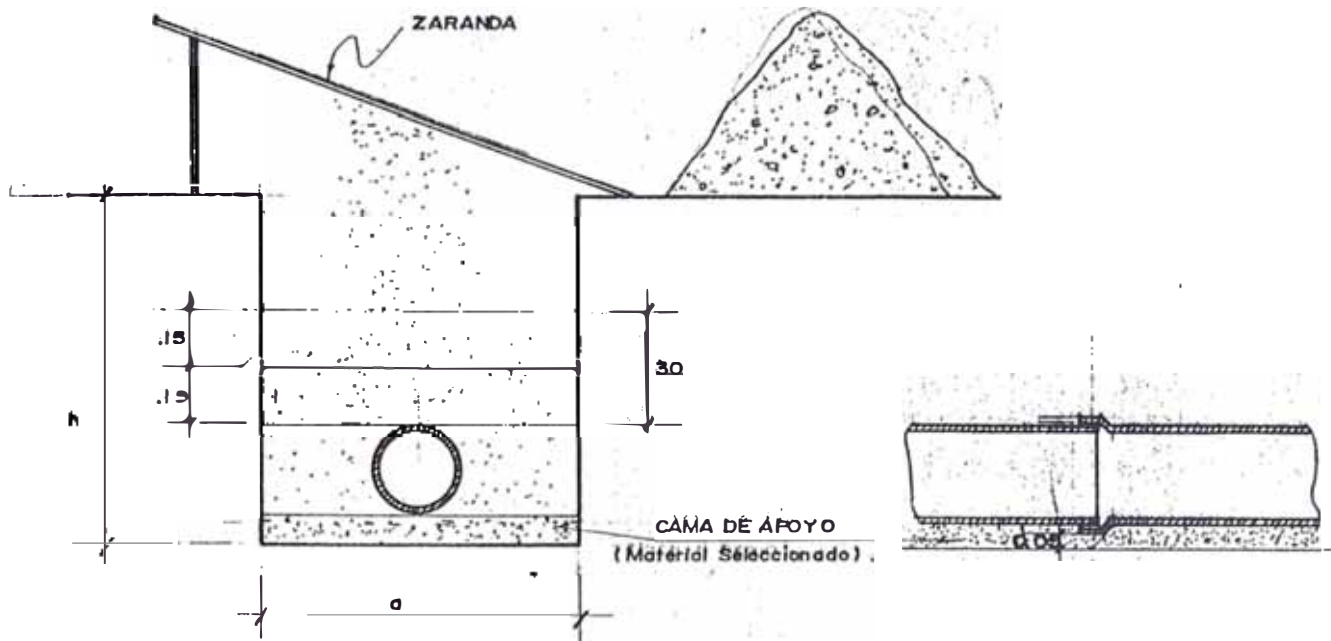
30" = Cuando la extracción se realiza con cargador frontal o equipo similar

(**) 66dm₃ = Cuando la extracción se realiza con mano de obra, a pulso.

230dm₃ = Cuando la extracción se realiza con cargador frontal o equipo similar.

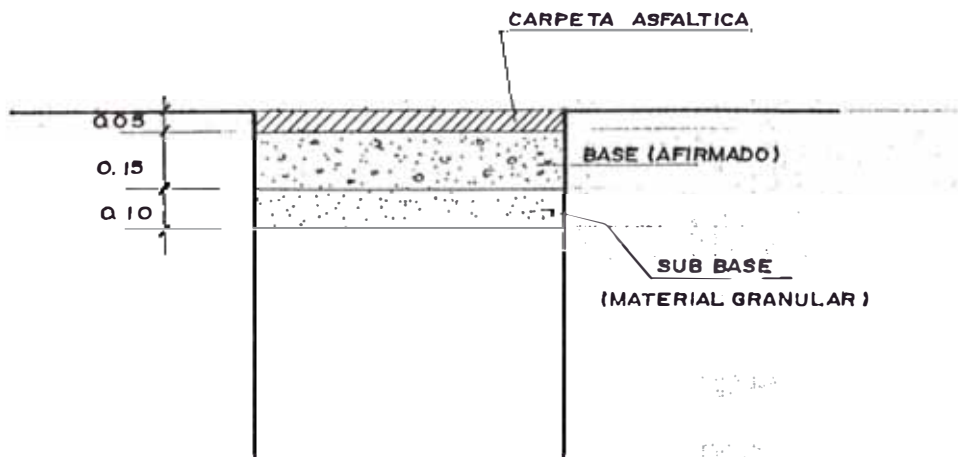
RELLENO DE ZANJA

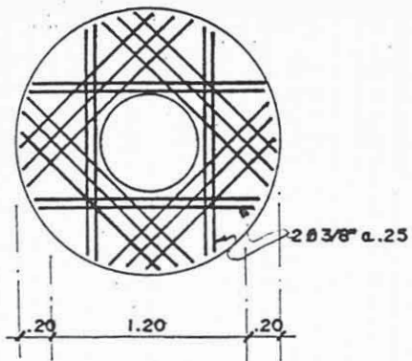
FIGURA N°



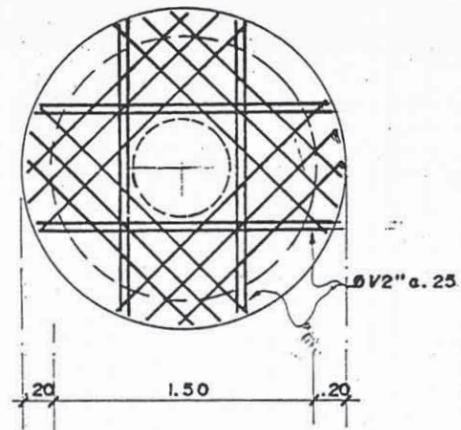
ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

FIGURA N°

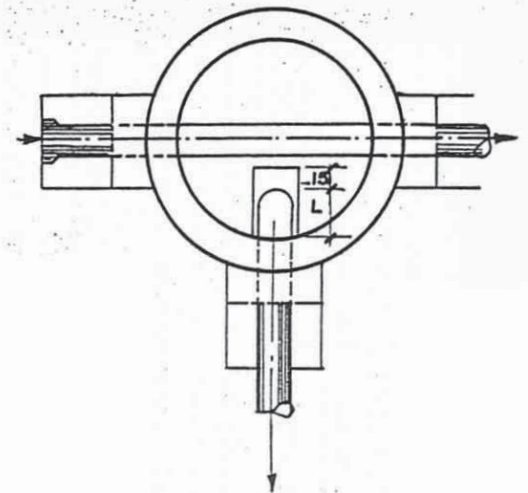
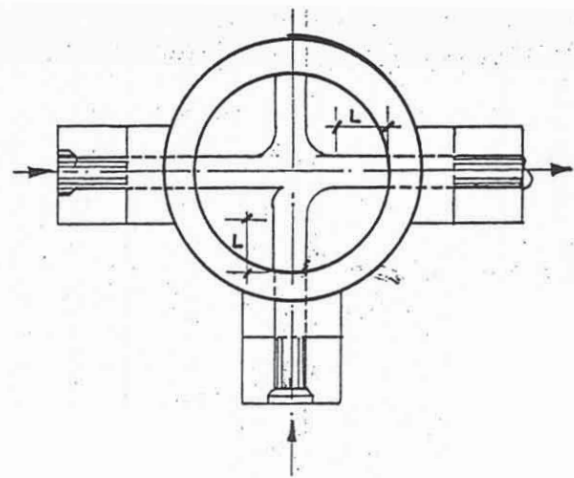




ARMADURA TECHO
BUZON DE D= 1.20 m.
Corrugado Fy= 4,200kg/cm



ARMADURA TECHO
BUZON DE D= 1.50 m.
Fo Corrugado Fy = 4,200 kg/cm².



L = 0.30 (BUZON D= 1.20)
L = 0.40 (BUZON D= 1.50)

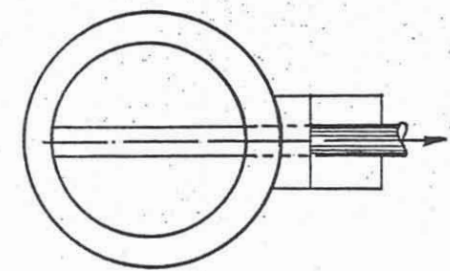
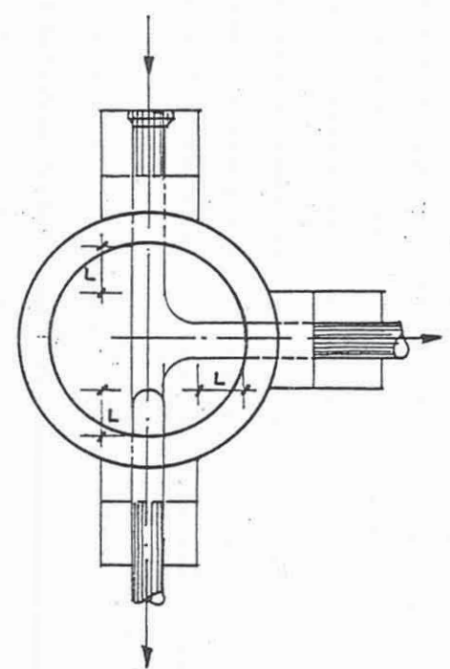
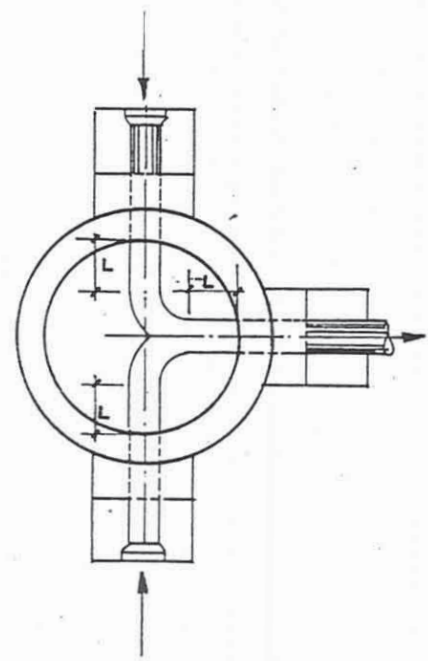
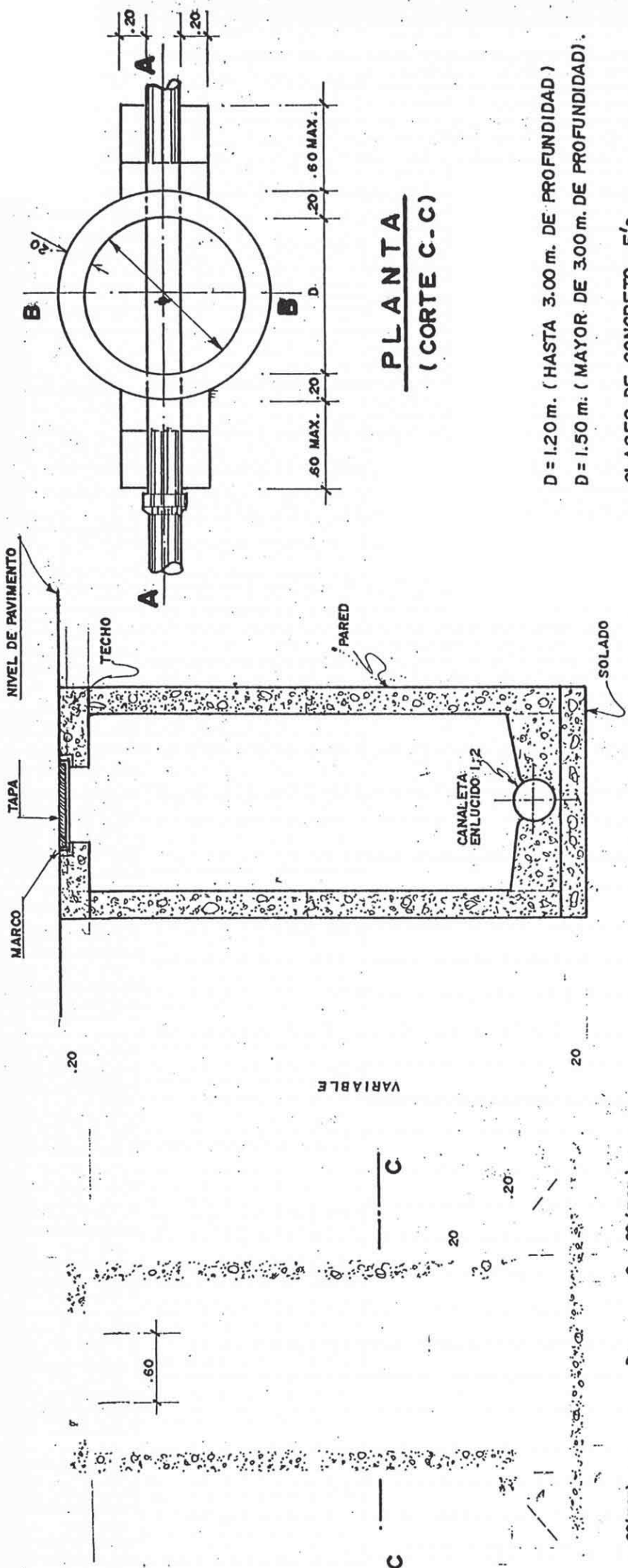


FIGURA N°
DETALLE DE CANALETA
Y ARMADURA DE TECHO
PARA BUZONES



PLANTA
(CORTE C-C)

D = 1.20 m. (HASTA 3.00 m. DE PROFUNDIDAD)
 D = 1.50 m. (MAYOR DE 3.00 m. DE PROFUNDIDAD).

CLASES DE CONCRETO F'c.

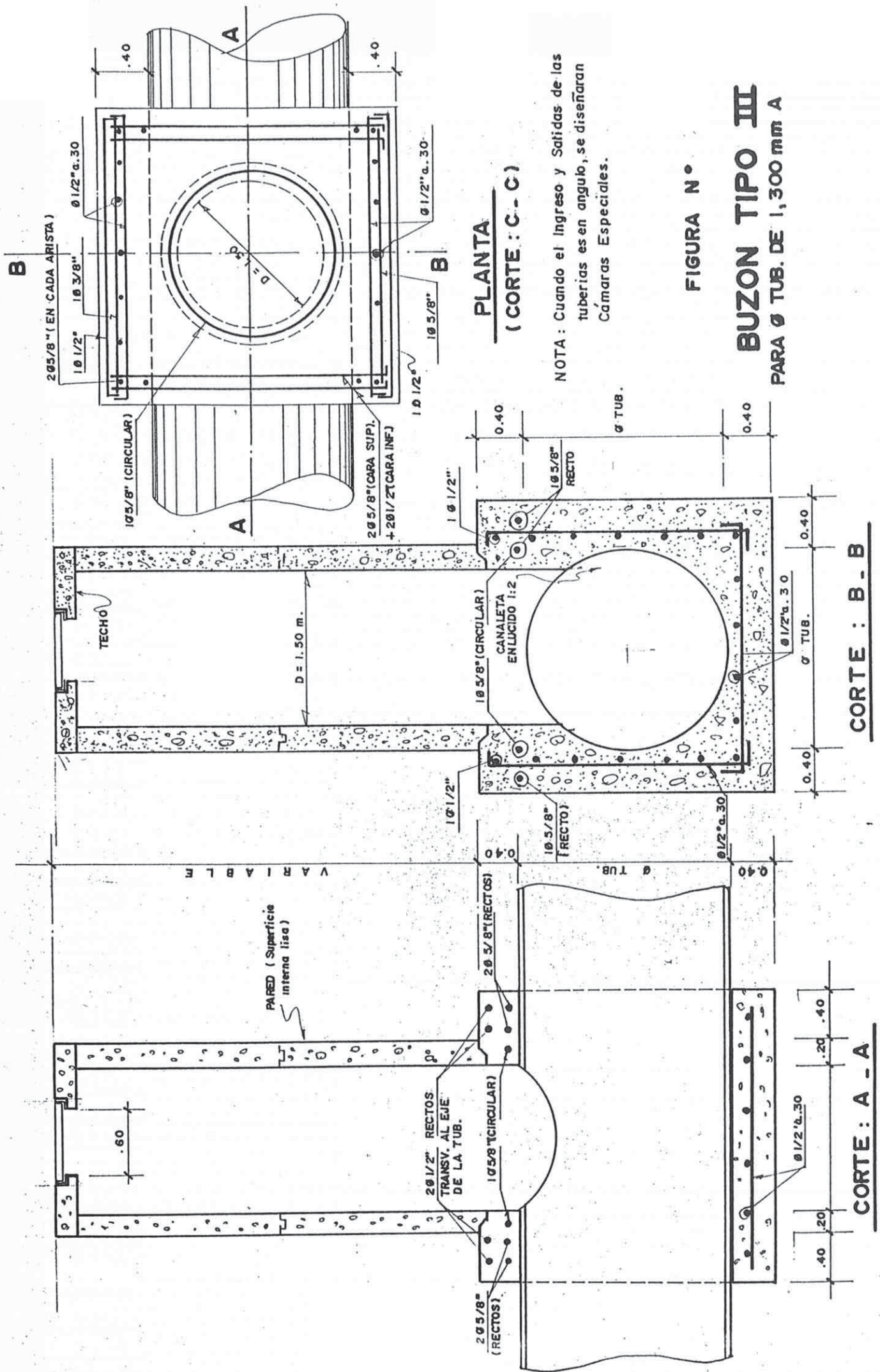
TECHO	---	210	kg/cm ² .
PARED, SOLADO, CANALETA	---	175	kg/cm ² .
ANCLAJE	---	140	kg/cm ² .

CORTE: B-B

CORTE: A-A

BUZON TIPO I
 PARA Ø TUB. HASTA 600 mm.

FIGURA N°



PLANTA
(CORTE: C - C)

NOTA: Cuando el Ingreso y Salidas de las tuberías es en ángulo, se diseñarán Cámaras Especiales.

FIGURA N°

BUZON TIPO III
PARA Ø TUB. DE 1,300 mm A

CORTE: B - B

CORTE: A - A

VARIABLE

PARED (Superficie interna lisa)

20 5/8" (EN CADA ARISTA)

10 5/8" (CIRCULAR)

20 5/8" (CARA SUP.) + 20 1/2" (CARA INF.)

10 5/8" RECTO

10 5/8" (CIRCULAR)

CANALETA ENLUCIDO 1:2

10 5/8" (RECTO)

20 5/8" (RECTOS)

20 1/2" RECTOS TRANSV. AL EJE DE LA TUB.

10 5/8" (CIRCULAR)

20 5/8" (RECTOS)

10 5/8" RECTO

Ø TUB.

Ø TUB.

Ø TUB.

Ø TUB.

Ø TUB.

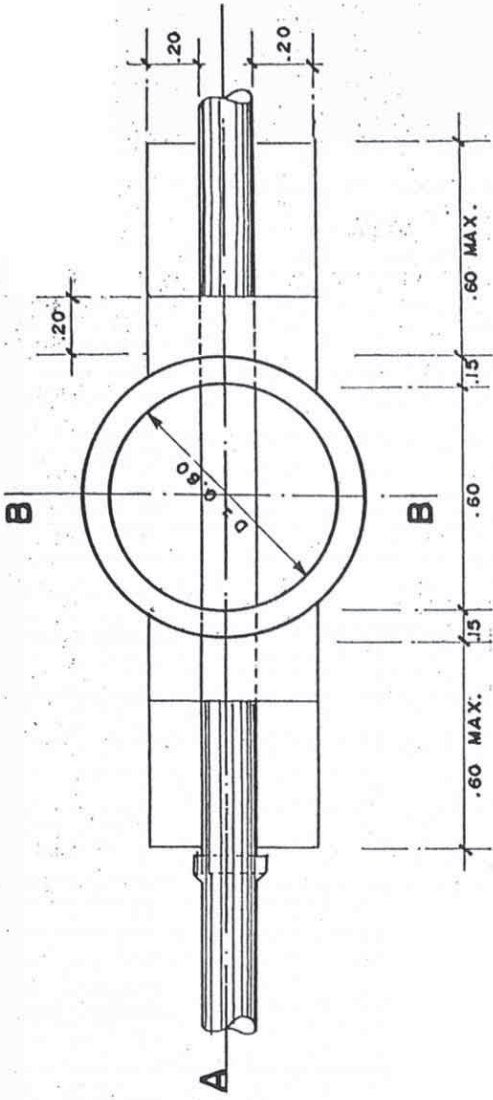
Ø TUB.

Ø TUB.

Ø TUB.

Ø TUB.

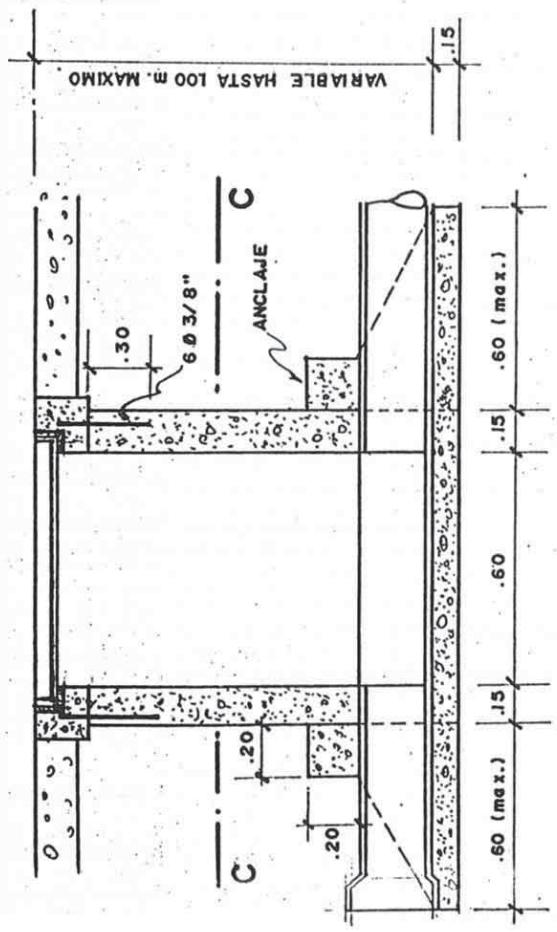
Ø TUB.



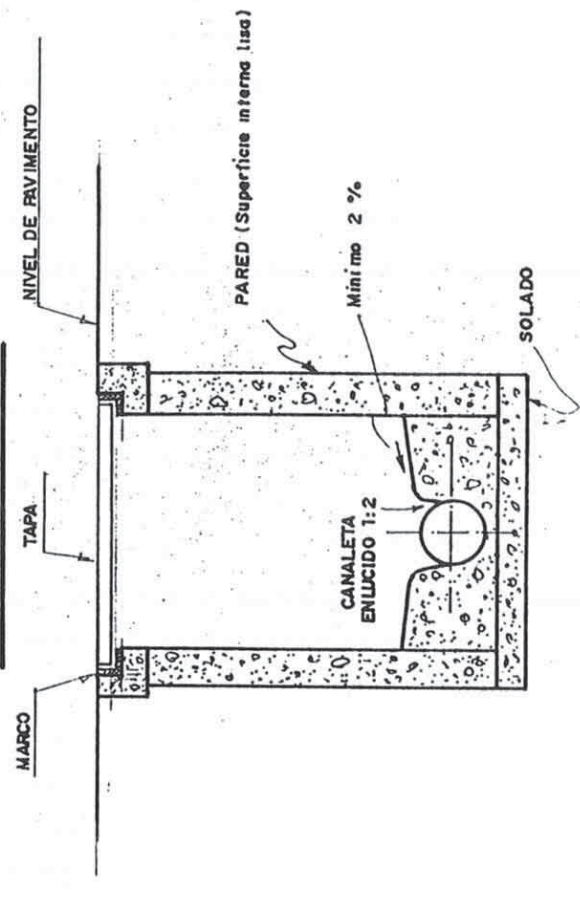
PLANTA
(CORTE: C - C)

CLASES DE CONCRETO	F'c
TECHO	210 Kg/cm ² .
PARED, SOLADO, CANALETA	175 Kg/cm ² .
ANCLAJE	140 kg/cm ² .

BUZONETE
FIGURA N°



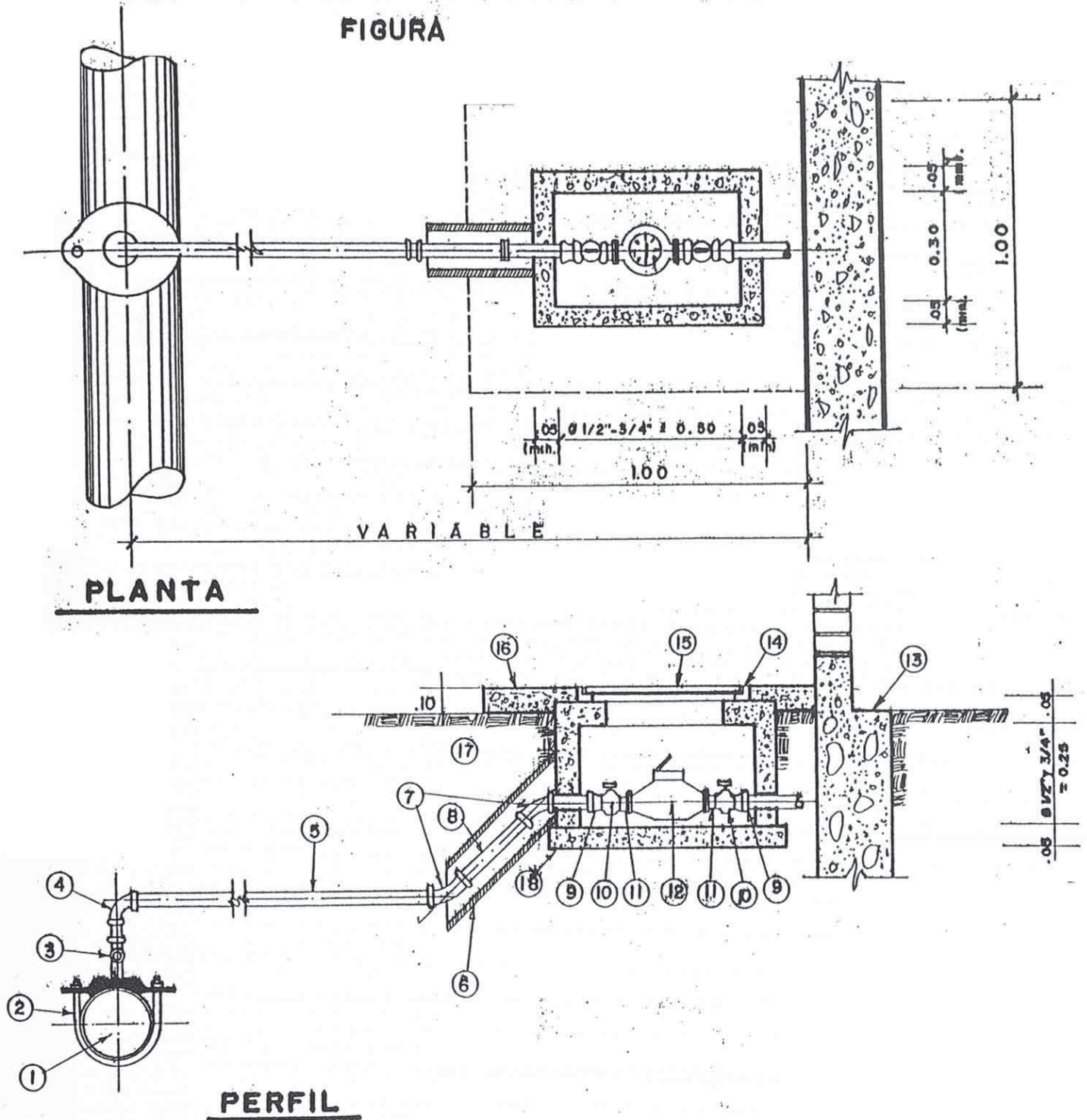
CORTE: A - A



CORTE: B - B

CONEXION DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE TIPO SIMPLE DIAMETRO DE 1/2" a 1"-CONEXION LARGA

FIGURA



PLANTA

PERFIL

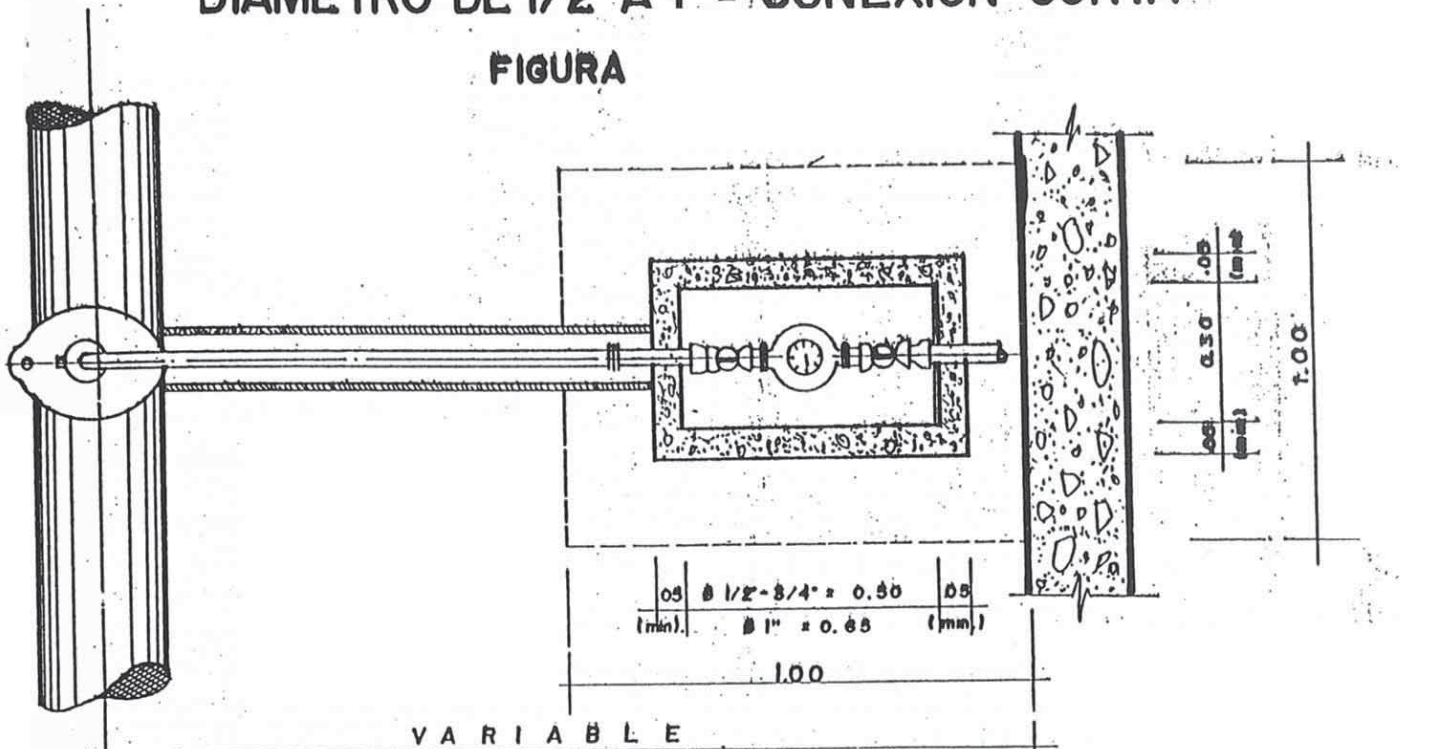
LEYENDA

1. MÀTRIZ DIAMETRO VARIABLE
2. ABRAZADERA DIAMETRO VARIABLE - PERFORADA
3. LLAVE DE TOMA (Corporation) TUERCA Y NIPLE CON PESTAÑA DE 0.05 m.
4. CACHIMBA O CURVA 90° DE DOBLE UNION - PRESION
5. TUBERIA DE CONDUCCION
6. FORRO TUB. 100mm. (4"Ø)
7. CODO DE 45°
8. NIPLE LONGITUD MINIMA = 0.30 m.

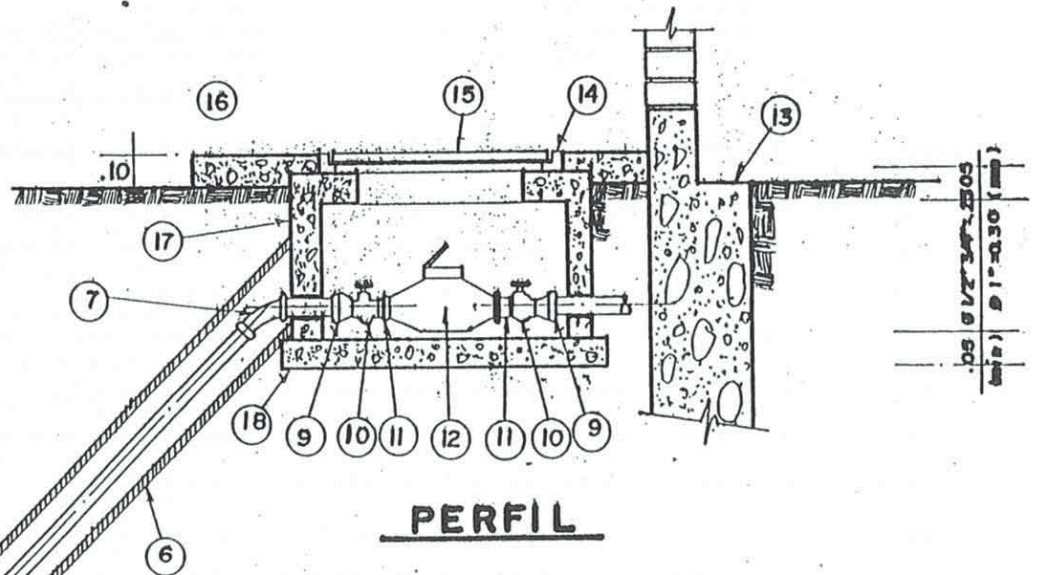
9. NIPLE
10. TUERCA
11. NIPLE STANDAR CON TUERCA
12. MEDIDOR O NIPLE
13. CIMIENTO DEL LIMITE DE PROPIEDAD
14. MARCO
15. TAPA
16. LOSA DE CONCRETO f'c = 140 kg/cm².
17. CAJA DE MEDIDOR
18. SOLADO DE CONCRETO f'c = 140 kg/cm².

CONEXION DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE TIPO SIMPLE DIAMETRO DE 1/2" A 1" - CONEXION CORTA

FIGURA

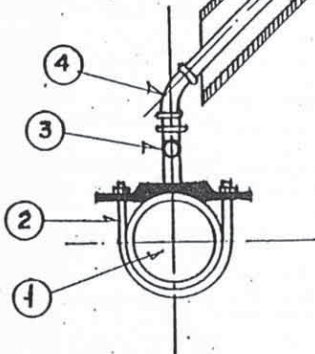


PLANTA



PERFIL

LEYENDA

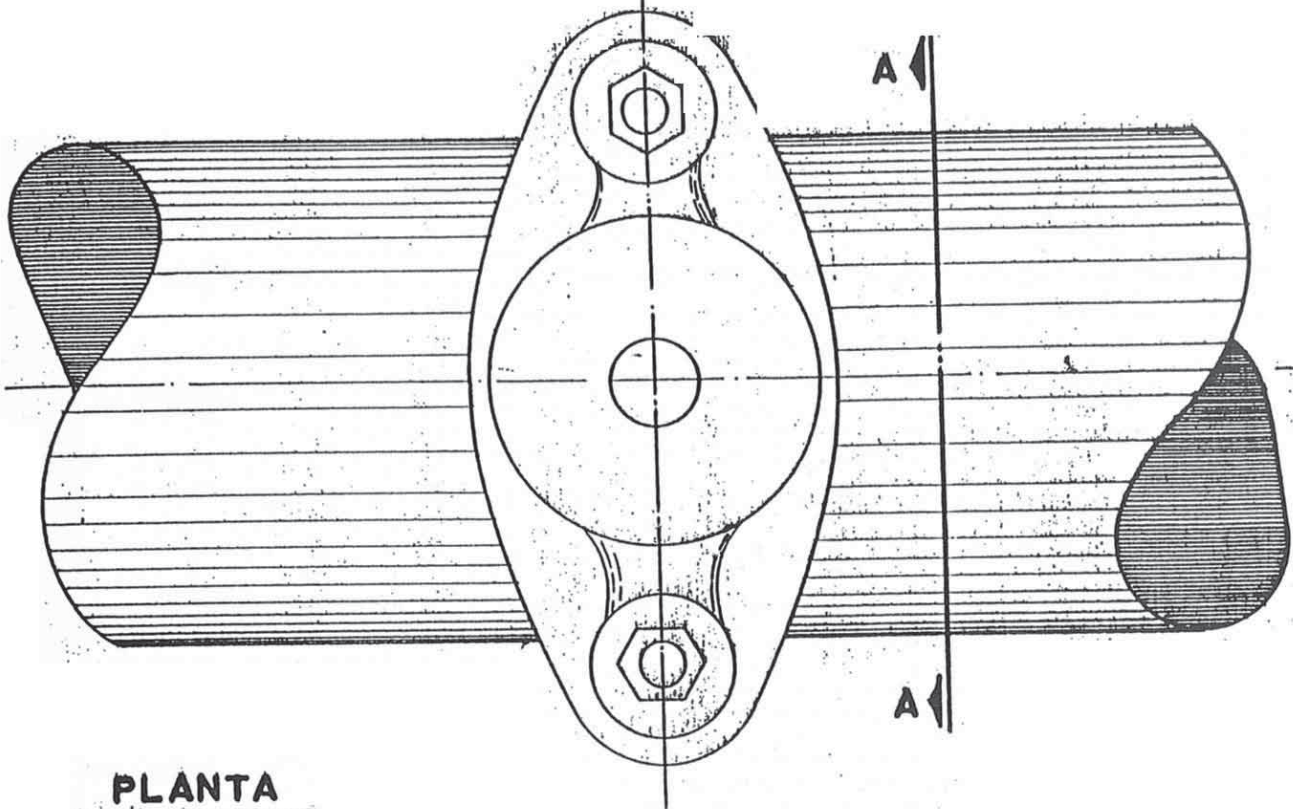


- 1.- MÀTRIZ DIAMETRO VARIABLE
- 2.- ABRAZADERA DIAMETRO VARIABLE - PERFORADA
- 3.- LLAVE DE TOMA (Corporation), TUERCA Y NIPLE CON PESTAÑA DE 0.05
- 4.- CACHIMBA O CURVA 45° DE DOBLE UNION-PR
- 5.- TUBERIA DE CONDUCCION
- 6.- FORRO TUB. 100 mm. (4" Ø)
- 7.- CODO DE 45°
- 8.- NIPLE LONGITUD MINIMA ± 0.30 m.
- 9.- UNION PRESION - ROSCA.
- 10.- LLAVE DE PASO
- 11.- NIPLE STANDARD CON TUERCA
- 12.- MEDIDOR O NIPLE
- 13.- CIMENTO DEL LIMITE DE PROPIEDAD
- 14.- MARCO
- 15.- TAPA
- 16.- LOSA DE CONCRETO $F'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.
- 17.- CAJA DE MEDIDOR

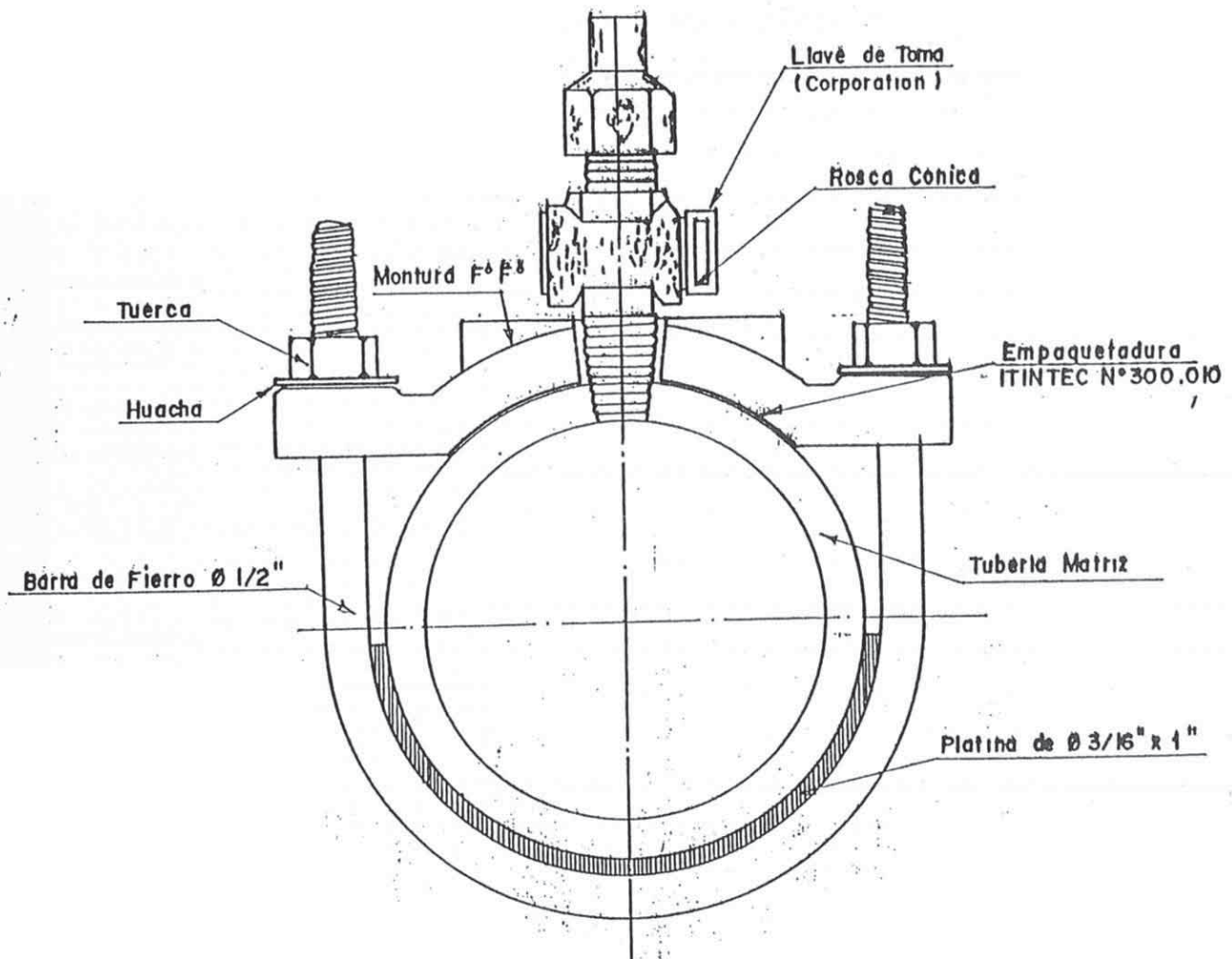
ABRAZADERA METALICA PARA CONEXION DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE

(PROTEGIDA CON PINTURA ANTICORROSIVA DE USO NAVAL Ó MEDIANTE BAÑO PLASTIFICADO)

FIGURA

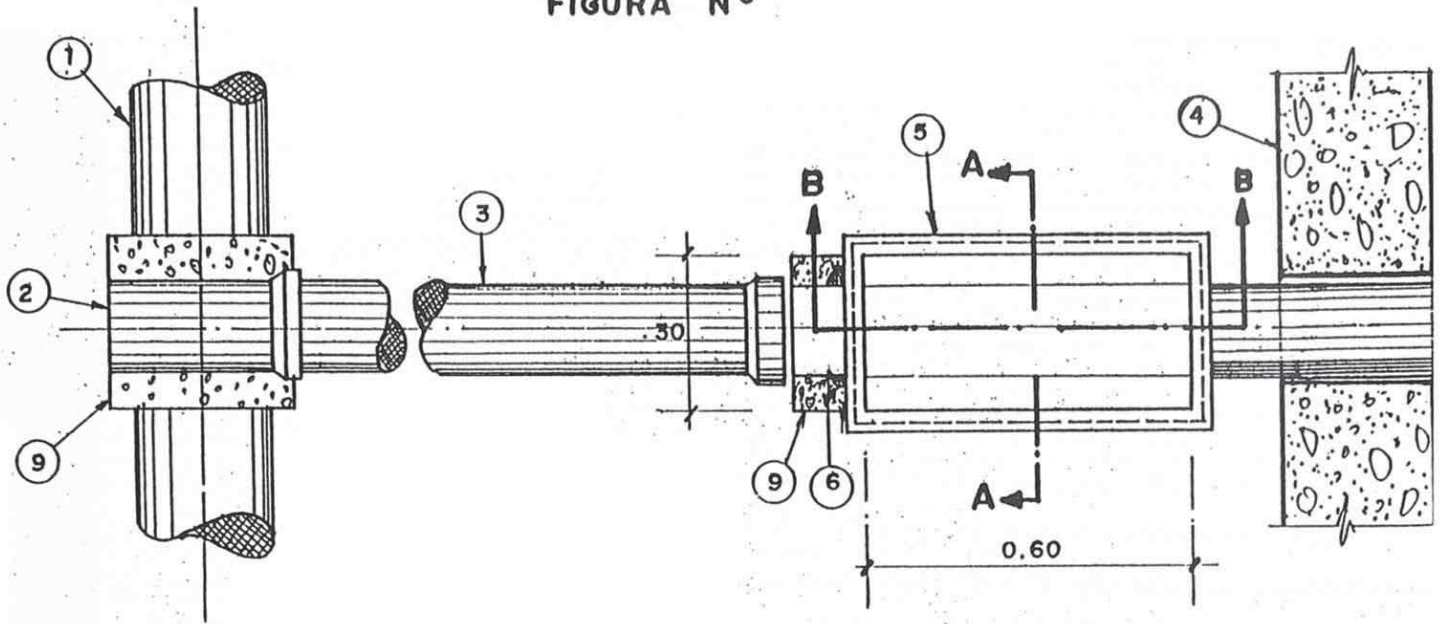


PLANTA

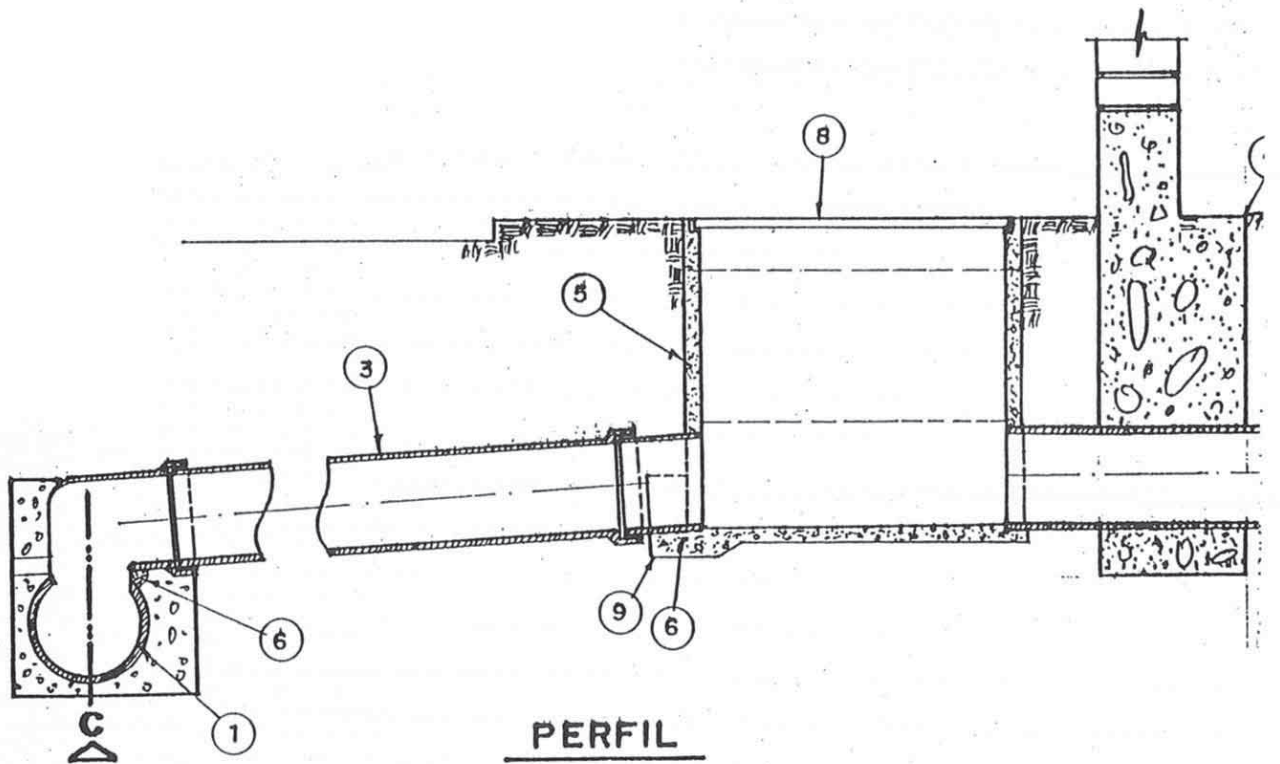


CONEXION DOMICILIARIA DE DESAGUE

FIGURA N°



PLANTA

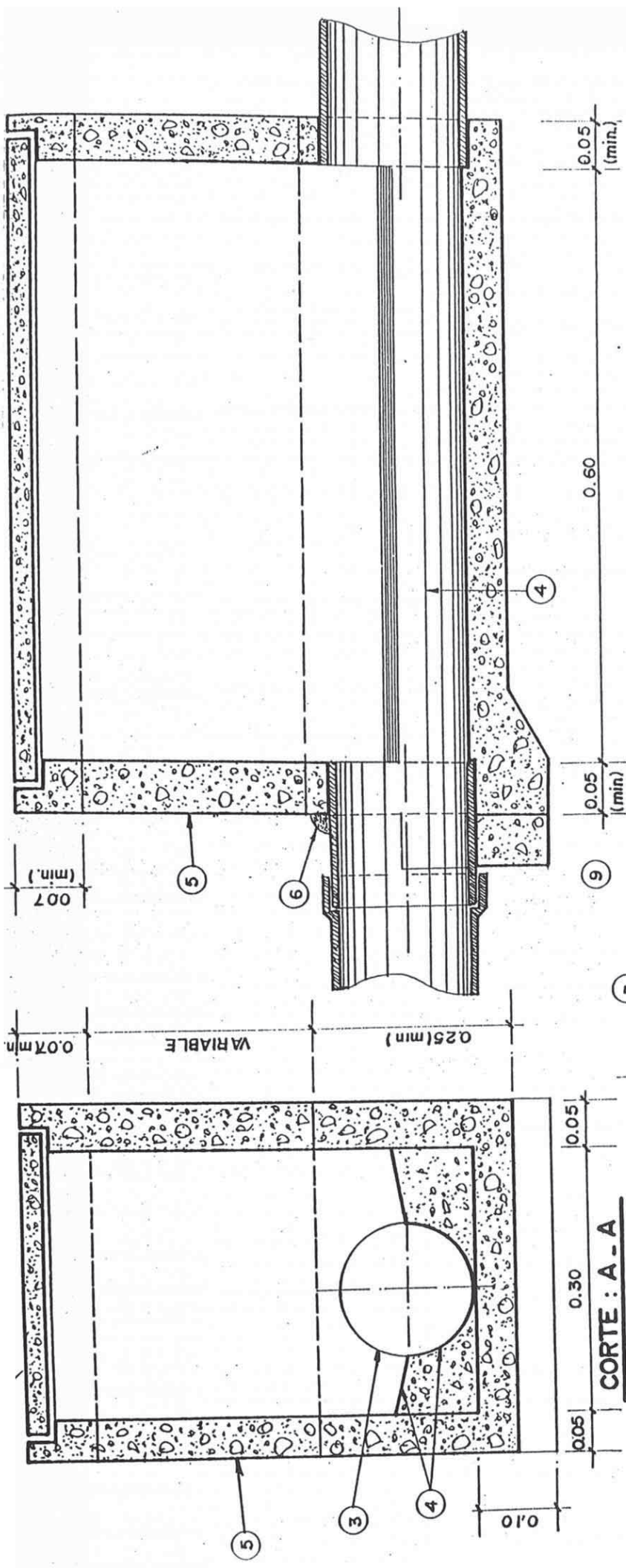


PERFIL

LEYENDA

- 1.- MÀTRIZ Ø VARIABLE
- 2.- TUBÓ CACHIMBA
- 3.- TUBERIA DE DESCARGA
- 4.- MEDIA CAÑA ENLUCIDO 1:2
- 5.- CAJA DE REGISTRO

- 6.- RESANÉ MORTERO 1:3
- 7.- MARCO
- 8.- TAPA
- 9.- ANCLAJE CONCRETO $F'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

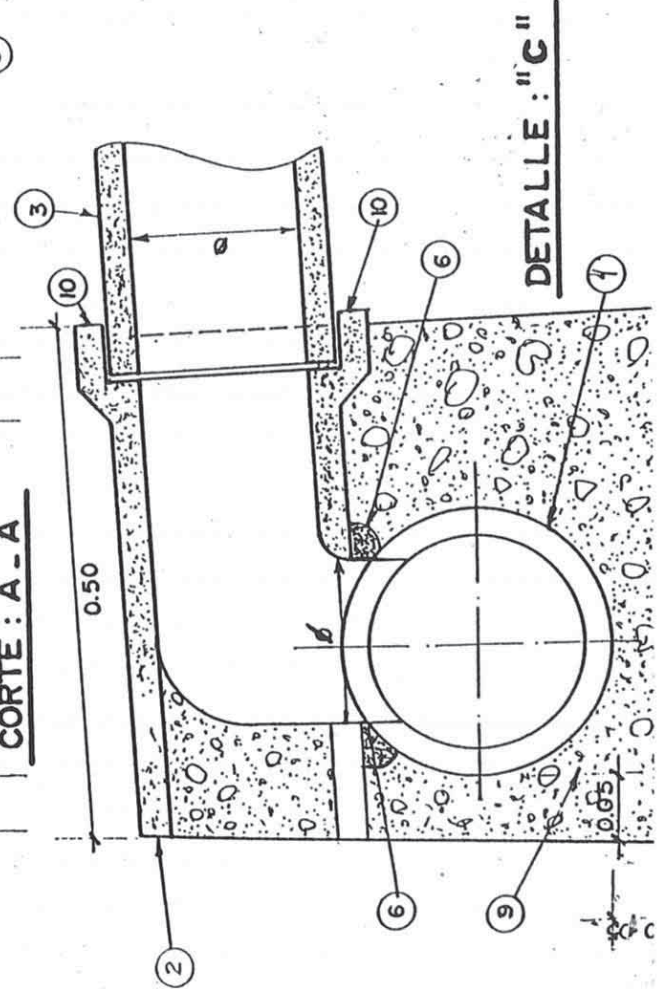


CORTE: A - A

CORTE: B - B

LEYENDA

- 1.- MATRIZ Ø VARIABLE
- 2.- TUBO CACHIMBA
- 3.- TUBERIA DE DESCARGA
- 4.- MEDIA CAÑA ENLUCIDO 1:2
- 5.- CAJA REGISTRO
- 6.- RESANE MORTERO 1:3
- 7.- MARCO
- 8.- TAPA
- 9.- ANCLAJE CONCRETO $F'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.
- 10.- ANILLO FLEXIBLE



DETALLE "C"

FIGURA N°

RELLENO Y COMPACTACION

1.- GENERALIDADES

Se tomarán las previsiones necesarias para la consolidación del relleno, que protegerá las estructuras enterradas.

Para efectuar un relleno compactado, previamente el constructor deberá contar con la autorización de la empresa.

El relleno podrá realizarse con el material de la excavación, siempre que cumpla con las características establecidas en las definiciones del "Material del Préstamo", previamente aprobado por la Empresa, con relación a características y procedencia.

2.- COMPACTACION DEL PRIMER Y SEGUNDO RELLENO

El primer relleno compactado que comprende a partir de la cama de apoyo de la estructura (tubería) hasta 0.30 mts. por encima de la clave del tubo, será de material selecto. Este relleno, se colocará en capas de 0.15 mts. de espesor terminado, desde la cama de apoyo compactándolo íntegramente con pisones manuales de peso aprobado, teniendo cuidado de no dañar la estructura.

El segundo relleno compactado, entre el primer relleno y la sub-base se harán por capas no mayores de 0.15 mts. de espesor, compactándolo con vibro-apisonadores, planchas y/o rodillos vibratorios. No se permitirá el uso de pisones u otra herramienta manual.

El porcentaje de compactación para el primer y segundo relleno, no será menor del 95% de la máxima densidad seca del proctor modificado ASTM o 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.

En el caso de zonas de trabajo donde existan pavimentos y/o veredas, el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno.

3.- COMPACTACION DE BASES Y SUB-BASES

Las normas para la compactación de la base y sub-base, se encuentran contempladas en el acápite 7.4.4 de la Norma Técnica ITINTEC N° 339-16 que dice:

"El material seleccionado para la base y sub-base se colocará en capas de 0.10 mts. procediéndose a la compactación, utilizando planchas vibratorias, rodillos vibratorios o algún equipo que permita alcanzar la densidad especificada. No se permitirá el uso de piones u otra herramienta manual.

El porcentaje de compactación no será menor al 100% de la máxima densidad seca del proctor modificado (AASHTO-T-180), para las bases y sub-bases.

En todos los casos, la humedad del material seleccionado y compactado, estará comprendido en el rango de $\pm 1\%$ de la humedad óptima del proctor modificado".

El material seleccionado para la base y sub-base necesariamente será de afirmado apropiado.

INSTALACION DE LINEAS DE AGUA POTABLE Y DE DESAGUE

GENERALIDADES

Las líneas de agua potable y de desagüe, serán instaladas con los diámetros indicados en los planos, cualquier cambio deberá ser aprobado específicamente por la empresa.

Toda tubería de agua y desagüe que cruce ríos, líneas férreas o alguna instalación especial, necesariamente deberá contar con su diseño específico de cruce, que contemple básicamente la protección que requiera la tubería.

1.- TRANSPORTE Y DESCARGA

Durante el tiempo y el acarreo de la tubería, válvula, grifo contra incendio etc., desde la fábrica hasta la puesta a pie de obra deberá tenerse el mayor cuidado, evitándose los golpes y trepidaciones, siguiendo las instrucciones y recomendaciones de los fabricantes.

Para la descarga de la tubería en obra en diámetros menores de poco peso, deberá usarse cuerdas y tablonces, cuidando de no golpear los tubos al rodarlos y deslizarlos durante la bajada. Para diámetros mayores, es recomendable el empleo de equipo mecánico con izamiento.

Los tubos que se descargan a borde de zanjas deberán ubicarse al lado opuesto del desmonte excavado, y quedarán protegidos del tránsito y del equipo pesado.

Cuando los tubos requieren previamente ser almacenados en la caseta de obra, deberán ser apilados en la caseta de obra, deberán ser apillados en forma conveniente y en terreno nivelado, colocando cuñas de madera para evitar desplazamiento laterales. Sus correspondientes anillos de jebe y/o empaquetaduras, deberán conservarse limpios, en un sitio cerrado, ventilado y bajo sombra.

2.- REFINE Y NIVELACION

Para proceder a instalar las líneas de agua y de desagüe, previamente las zanjas excavadas deberán estar refinadas y niveladas.

El refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo.

La nivelación se efectuará en el fondo de la zanja, con el tipo de cama de apoyo aprobada por la empresa.

3.- CAMA DE APOYO

De acuerdo al tipo y clase de tubería a instalarse, los materiales de la cama de apoyo que deberá colocarse en el fondo de la zanja serán:

- a)- En terrenos normales y semirocosos.

Será específicamente de arena gruesa o gravilla, que cumpla con las características exigidas como material selecto a excepción de su granulometría. Tendrá un espesor no menor de 0.10 mts., debidamente compactada o acomodada (en caso de gravilla), medida desde la parte baja del cuerpo del tubo; siempre y cuando cumpla también con la condición de espaciamiento de 0.05 mts. que debe existir entre la pares exterior de la unión del tubo y el fondo de la zanja excavada.

Sólo en caso de zanja, en que se haya encontrado material arenoso no se exigirá cama.

- b)- En terreno Rocoso

Será del mismo material y condición del inciso a). pero con un espesor no menor de 0.15

c)- En terreno inestable (arcillas expansivas, limos, etc).

La cama se ejecutará de acuerdo a las recomendaciones del proyectista.

En casos de terrenos donde se encuentren capas de relleno no consolidado, material orgánico objetable y/o basura, será necesario el estudio y recomendaciones de un especialista de mecánica de suelos.

4.- BAJADA A ZANJA

Antes de que las tuberías, válvulas, grifos contra incendio, accesorios, etc. sean bajadas a la zanja para su colocación, cada unidad será inspeccionada y limpiada, eliminándose cualquier elemento defectuoso que presente rajaduras o protuberancias.

La bajada podrá efectuarse a mano sin cuerdas, a mano o con cuerdas o con equipo de izamientos, de acuerdo al diámetro, longitud y peso de cada elemento y, a la recomendación de los fabricantes con el fin de evitar que sufran daños, que comprometan el buen funcionamiento de la línea.

5.- CRUCES CON SERVICIOS EXISTENTES.

En los puntos de cruces con cualquier servicio existente, la separación mínima con la tubería de agua y. o desagüe, será e 0.20 mts. medidos entre los planos horizontales tangentes respectivos.

El tubo de agua preferentemente deberá cruzar por encima del colector de desagüe, lo mismo que el punto de cruce deberá coincidir con el centro del tubo de agua, a fin de evitar que su unión quede próxima al colector.

Sólo por razones de niveles, se permitirá que el tubo de agua cruce por debajo del colector, debiendo cumplirse las 0.20 mts. de separación mínima y la coincidencia en el punto de cruce con el centro del tubo de agua.

No se instalará ninguna línea de agua potable y/o desagüe, que pase a través o entre en contacto con ninguna cámara de inspección de desagües, luz, teléfono, etc. ni con canales para agua de regadío.

6.- LIMPIEZA DE LAS LINEAS DE AGUA Y DESAGUE

Antes de proceder a su instalación, deberá verificarse su buen estado, conjuntamente con sus correspondientes uniones, anillos de jebe y/o empaquetaduras, los cuales deberán estar convenientemente lubricados.

Durante el proceso de instalación, todas las líneas deberán permanecer limpias en su interior.

Los extremos opuestos de las líneas serán rellenados temporalmente con tampones, hasta cuando se reinicie la jornada de trabajo, con el fin de evitar el ingreso de elementos extraños a ella.

Para la correcta colocación de las líneas de agua y desagüe, se utilizarán procedimientos adecuados con sus correspondientes herramientas.

7.- INSTALACION DE LINEAS DE AGUA Y DESAGUE EN TERRENOS AGRESIVOS

En terrenos agresivos, que tengan altos contenidos de sulfato, cloruro o donde exista presencia de corrientes eléctricas vagabundas, se permitirá instalar las líneas de agua y/o desagüe, cuando mediante un estudio de suelos se determine el tipo e tubería a instalar, con su correspondiente protección si así lo requiera.

8.- PLANOS DE REPLANTEO

Al término de la obra, el constructor deberá presentar a la empresa, 1 (un) segundo original y 8 (ocho) copias de los planos de replanteo, tarjetas esquineras (detallando en los planos y esquineros los empalmes ejecutados o por ejecutar), la memoria descriptiva valorizada de la obra ejecutado y demás documentos utilizados, los

cuales deberán ser verificados y aprobados por la áreas que intervienen en la inspección de la obra, y por las áreas que intervendrán en la operación y mantenimiento de la misma.

COLOCACION DE LINEAS DE AGUA POTABLE

Las válvulas, grifos contra incendio, accesorios, etc. necesariamente serán de la misma clase de la tubería a instalarse.

1.- CURVATURA DE LA LINEA DE AGUA

En los casos necesarios que se requiera darle curvatura a la línea de agua, la máxima desviación permitida en ella, estará de acuerdo a las tablas de deflexión recomendadas por los fabricantes.

2.- LUBRICANTE

El lubricante a utilizarse en la instalación de las líneas de agua, deberá ser previamente aprobado por la Empresa, no permitiéndose emplear jabón, grasas de animales, etc. que puedan contener bacterias que dañen la calidad del anillo.

3.- NIPLERIA

Los niples de tubería sólo se permitirán en casos especiales tales como: empalmes a líneas existentes, a grifos contra incendios, a accesorios y válvulas. También en los cruces con servicios existentes.

Para la preparación de los niples necesariamente se utilizará trabajadoras y/o tarrajas, no permitiéndose el uso de herramientas de percusión.

4.- PROFUNDIDAD DE LA LINEA DE AGUA

Para la operación y funcionamiento de la línea de agua, sus registros de válvulas se hará con tubería de concreto y/o cajas de ladrillos con tapa de fierro fundido u otro material normalizado cuando éstas sean accionadas directamente con cruzetas; y con cámaras de concreto armado de diseño especial, cuando sean accionadas mediante

reductor y/o by-pass o cuando se instales válvulas de mariposa, de compuerta mayores de f 16", de aire y por purga.

La parte superior de las válvulas accionadas directamente con cruzetas, estarán a una profundidad mínima de 0.60 y máxima de 1.20 con respecto al nivel del terreno o pavimento. En el caso de que las válvulas se instales a mayor profundidad, el constructor está obligado a adicionar un uplex en su vástago, hasta llegar a la profundidad mínima establecida de 0.60 mts.

El recubrimiento mínimo del relleno sobre la clave del tubo, en relación con el nivel de pavimento será de 1.00 mts. debiendo cumplir además la condición de que la parte superior de sus válvulas accionadas directamente con cruzeta, no quede a menos de 0.60 mts. por debajo del nivel del pavimento.

Sólo en caso de pasajes peatonales y calles angostas hasta 3 mts. de ancho, en donde no existe circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 mts. sobre la clave del tubo.

5.- UBICACION DE VALVULAS Y GRIFOS CONTRA INCENDIO

Los registros de válvulas estarán ubicados en las esquinas, entre el pavimento y la vereda y en el alineamiento del límite de propiedad de los lotes, debiendo el constructor necesariamente, utilizar 1 (un) niple de empalme tipo moha a la válvula, para facilitar la labor de mantenimiento o cambio de la misma. En el caso de que la válvula fuera ubicada en una berma o en terreno sin pavimento, su tapa de registro irá empotrada en una losa de concreto $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ de 0.40 x 0.40 x 0.10 mts.

Los grifos contra incendio se ubicarán también en las esquinas, a 0.20 mts. interior del filo de la vereda, debiendo estar su boca de descarga a 0.30 mts. sobre el nivel de la misma y en dirección del pavimento, ni tampoco a la altura de los ingresos a las viviendas.

Cada grifo se instalará con su correspondiente válvula de interrupción. El anclaje y apoyo del grifo y válvula respectivamente, se ejecutarán por separado, no debiendo efectuarse en un sólo bloque.

6.- ANCLAJES Y APOYOS

Los accesorios y grifos contra incendio, requieren necesariamente ser anclados, no así las válvulas que sólo deben tener un apoyo para permitir su cambio.

Los anclajes que serán de concreto simple y/o armado de $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ con 30% de piedras hasta 8", se usarán en todo cambio de dirección tales como: tees, codos, cruces, reducciones en los tapones de los terminales de línea y en curvas verticales hacia arriba, cuando el relleno no es suficiente, debiendo tenerse cuidado de que los extremos del accesorio queden descubiertos.

Los apoyos de la válvula, también serán de concreto simple y/o armado. Para proceder a vaciar los anclajes o apoyos, previamente el constructor presentará a la empresa, para su aprobación, los diseños y cálculos para cada tipo y diámetro de accesorios, grifos o válvulas, según los requerimientos de la presión a zanja abierta y a la naturaleza del terreno en la zona donde serán anclados o apoyados.

7.- EMPALMES A LINEAS DE AGUA EN SERVICIO

Los empalmes obligatoriamente dejará su tubería que ha instalado a 1 (un) metro de distancia de la línea de agua existente a empalmar, en el mismo alineamiento y cota de la tubería en servicio.

COLOCACION DE LAS LINEAS DE DESAGUE CON UNIONES FLEXIBLES

1.- NIVELACION Y ALINEAMIENTO

La instalación de un tramo (entre 2 buzones), se empezará por su parte extrema inferior, teniendo cuidado que la campaña de la tubería, quede con dirección aguas arriba.

El alineamiento se efectuará colocando cordeles en la parte superior y al costado de la tubería. Los puntos de nivel serán colocados con instrumentos topográficos (nivel).

2.- NIPERIA

Todo el tramo será instalado con tubos completos a excepción del ingreso y salida del buzón en donde se colocarán niples de 0.60 mts. como máximo, anclados convenientemente al buzón.

3.- PROFUNDIDAD DE LA LINEA DE DESAGUE

En todo tramo de arranque, el recubrimiento del relleno será de 1.00 mt. como mínimo, medido de clave de tubo a nivel de pavimento. Sólo en casos de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3.00 mt. de ancho, en donde no exista circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 mt.

En cualquier otro punto del tramo, el recubrimiento será igual o mayor a 1.00 mt. Tales profundidades serán determinados por las pendientes de diseño del tramo o, por las interferencias de los servicios existentes.

4.- EMPALMES A BUZONES EXISTENTES

Los empalmes a buzones existentes, tanto de ingreso como de salida de la tubería a instalarse, serán realizados por el constructor previa autorización de la empresa.

Los buzones serán construidos sin escalinas, sus tapas de registro deberán ir al centro del techo. Para su construcción se utilizará obligatoriamente mezcladora y vibrador. El encofrado interno y externo de preferencia metálico. Sus paredes interiores serán de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3. Las canaletas irán revetidas 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.

En el caso de que las paredes del buzón se construya por secciones, éstas se harán en forma conjunta unidas con mortero 1:3, debiendo quedar estancadas. cuando se requiera utilizar tuberías de concreto normalizado para formar los cuerpos de los buzones, el constructor a su opción, podrá utilizar empaquetaduras de jebe, debiendo ir siempre acompañado con mortero 1:3 en el acabado final de las juntas.

Para condiciones especiales de terreno, que requiera buzón de diseño especial, este previamente deberá ser aprobado por la empresa.

7.- BUZONETES

La utilización de buzones, se limitará hasta un metro de profundidad máxima desde el nivel del pavimento hasta la cota de fondo de la canaleta, permitiéndose solo en pasajes peatonales y/o calles angostas hasta d 3.00 mt. de ancho en donde no exista circulación de tránsito vehicular.

Las características del buzonete se detallarán en el croquis 9, indicándose dimensiones, resistencia de concreto, anclajes y otros detalles.

8.- BUZONES DE FORMA TRONCO CONICO

La utilización de estos buzones se limitará a las calles de las habilitaciones donde se va a construir el pavimento de inmediato. No se permitirá el uso en calles donde la tapa quede a nivel de terreno natural.

CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜE

1.- GENERALIDADES

Toda conexión domiciliaria de agua y/o desagüe, consta de trabajos externos a la respectiva propiedad, comprendidos entre la tubería matriz de agua o colector de desagüe y zona posterior al lado de salida de la caja del medidor o de la caja de registro de desagüe.

Su instalación se hará perpendicularmente a la matriz de agua o colector de desagüe con trazo alineado.

Sólo se instalarán conexiones domiciliarias hasta los siguientes diámetros de desagüe con trazo alineado.

-Para agua potable = ϕ 250 mm. (10")

-Para desagüe = ϕ 400 mm. (16")

No se permitirá instalar conexiones domiciliarias en líneas de impulsión, conducción colectores primarios, emisores, salvo en casos excepcionales con aprobación previa de la empresa.

2.- CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE

Las conexiones domiciliarias de agua, serán del tipo simple y estarán compuestos de:

a). Elementos de toma:

1 abrazadera de derivación con su empaquetadura.

1 llave de toma (corporation)

1 transición de llave de toma a tubería de conducción

1 cachimba o curva de 90° o 45°

- b). Tubería de conducción
- c). Tubería de forro de protección
- d). Elementos de control.
 - 2 llaves de paso
 - 2 niples standard
 - 1 medidor o niple de reemplazo
 - 2 uniones presión rosca
- e). Caja de medidor con su marco y tapa
- f). Elemento de unión de la instalación interior.

A- ELEMENTOS DE TOMA

La perforación de la tubería matriz en servicio se hará mediante taladro tipo Muller o similar y para tuberías recién instaladas con cualquier tipo convencional; no permitiéndose en ambos casos perforar con herramientas de percusión.

Las abrazaderas contarán con rosca de sección tronco cónico, que permita del enroscado total de la llave de toma (corporation).

De utilizarse abrazaderas metálicas (ver croquis N° 10 B) éstas necesariamente irán protegidas contra la erosión, mediante un recubrimiento de pintura anticorrosiva de uso naval (2 manos) o mediante un baño plastificado. Al final de su instalación tanto su perno como su tuerca se le cubrirá con brea u otra emulsión asfáltica.

La llave de toma (corporation) debe enroscar totalmente la montura de la abrazadera y la pared de la tubería matriz perforada. (Ver croquis N° 10 B)

B- TUBERIA DE CONDUCCION

La tubería de conducción que empalma desde la cachimba del elemento de toma hasta la caja del medidor, ingresará a ésta con una inclinación de 45°.

C- TUBERIA DE FORRO DE PROTECCION

El forro que será de tubería de diámetro 100 mm. (4"), se colocará sólo en los siguientes puntos.

En el cruce de pavimentos para permitir la extracción y reparación de tubería de conducción.

D- ELEMENTOS DE CONTROL

El medidor será proporcionado y/o instalado por la empresa. En caso de no poderse instalar oportunamente, el constructor lo reemplazará provisionalmente con un niple. Deberá tenerse en cuenta que la base del medidor tendrá una separación de 5 cm. de luz con respecto al solado.

En cada cambio o reparación de cada elemento, necesariamente deberá colocarse empaquetaduras nuevas.

E- CAJA DEL MEDIDOR

La caja del medidor es una caja de concreto $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. prefabricado de dimensiones indicadas en el croquis N° 10; la misma que va apoyada sobre el solado de fondo de concreto también de $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ y espesor mínimo de 0.05 mts.

La tapa de la caja que se colocará al nivel de la rasante de la vereda además de cumplir con las condiciones exigidas en el numeral (4). Se debe tener en cuenta que la caja se ubicará en la vereda, cuidando que comprometa sólo un paño de ésta. La

reposición de la vereda será de bruña a bruña. En caso de no existir vereda, la caja será ubicada en una losa de concreto $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ de $1.00 \times 1.00 \text{ mts} \times 0.10 \text{ mts}$. sobre una base debidamente compactada.

F- ELEMENTO DE UNION CON LA INSTALACION INTERIOR

Para facilitar la unión con la instalación, se instalará a partir de la cara exterior de la caja un niple de 0.30 mt. el propietario hace la unión estableciendo una llave de control en el interior de su propiedad.

3.- CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE

Las conexiones domiciliarias de desagüe tendrán una pendiente uniforme mínima entre la caja del registro y el empalme al colector de servicio $15^{\circ}/00$ (quince por mil)

Los componentes de una conexión domiciliar de desagüe son:

- a). Caja de registro
- b). Tubería de descarga
- c). Elemento de empotramiento.

A- CAJA DE REGISTRO

La construye una caja de registro formada de concreto $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. conformada por módulos pre-fabricados y de dimensiones indicadas en el croquis N° 11. el acabado interior de la caja de reunión deberá ser de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3.

El módulo baste tendrá su fondo en forma de "media caña".

La tapa de la caja de registro, además de ser normalizada, deberá cumplir también con las condiciones exigidas en el numeral (4) La caja de registro deberá 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 no tenga zona libre, la conexión domiciliaria terminará en el límite de la fachada.

B- TUBERIA DE DESCARGA

La tubería de descarga, comprende desde la caja de registro, hasta el empalme al colector de servicio.

El acoplamiento de la tubería a la caja se hará con resane de mortero 1:3 complementándose posteriormente con un (1) anclaje de concreto $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

C- ELEMENTO DE EMPOTRAMIENTO

El empalme de la conexión con el conector 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 metálicas, permitiendo que el tubo cachimba a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar huecos de luz que posteriormente quedan implicar restos para el sello hidráulico de la unión.

El acoplamiento será asegurado mediante un resane de mortero 1:3 antes de la prueba hidráulica y por un dado de concreto $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ después de efectuada ella.

4.- CONDICIONES QUE DEBERAN REUNIR LAS TAPAS DE LAS CAJAS DE MEDIDOR DE AGUA Y CAJAS DE REGISTRO DE DESAGUES

Resistencia de abrasión (desgaste por fricción)

Facilidad en su operación

No propicio al robo.

PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE LINEAS DE AGUA POTABLE

1.- GENERALIDADES

La finalidad de las pruebas hidráulicas y desinfección, es verificar que todas las parte de la línea de agua potable, hayan quedado correctamente instaladas, probadas contra fugas y desinfectadas, listas para prestar servicio.

Tanto el proceso de prueba como sus resultados, serán dirigidas y verificadas por la Empresa, con asistencia del constructor, debiendo este último proporcionar el personal, material, aparatos de pruebas, de medición y cualquier otro elemento que se requiere para las pruebas.

Las pruebas de las líneas de agua se realizarán en 2 etapas:

a)- Prueba hidráulica a zanja abierta:

-Para redes locales, por circuitos.

-Para conexiones domiciliarias, por circuitos.

-Para líneas de impulsión, conducción, aducción, por tramos de la misma clase de tubería.

b)- Prueba hidráulica con relleno compactado y desinfección.

-Para redes con sus conexiones domiciliarias, que comprendan a todos los circuitos en conjunto o a un grupo de circuitos.

-Para líneas de impulsión, conducción y aducción, que abarque todos los tramos en conjunto.

De acuerdo a las condiciones que se presenten en obra, se podrá efectuar por separado la prueba a zanja con relleno compactado, de la prueba de desinfección. De igual manera podrá realizarse en una sola prueba a zanja abierta, la de redes con sus correspondientes conexiones domiciliarias.

En la prueba hidráulica a zanja abierta, sólo se podrá subdividir las pruebas de los circuitos o tramos, cuando las condiciones de la obra no permitieran probarlos por circuitos o tramos completos, debiendo previamente ser aprobados por la Empresa.

Considerando el diámetro de la línea de agua y su correspondiente presión de prueba se elegirá, con aprobación de la Empresa el tipo de bomba de prueba, que puede ser accionado manualmente, o mediante fuerza motriz.

La boba de prueba, deberá instalarse en la parte más baja de la línea y de ninguna manera en las altas.

Para expulsar el aire de la línea de agua que se está probando deberá necesariamente instalarse purgas adecuadas en los puntos altos, cambios de dirección y extremos de la misma.

La bomba de prueba y los elementos de purga de aire, se conectarán a la tubería mediante:

a)- Abrazaderas, en las redes locales, debiendo ubicarse preferentemente frente a lotes, en donde posteriormente formarán parte integrante de sus conexiones domiciliarias.

b)- Tapones con niples especiales de conexión, en las líneas de impulsión, conducción y aducción. No se permitirá la utilización de abrazaderas.

Se instalarán como mínimo 2 manómetros de rangos de presión apropiados, preferentemente en ambos extremos del circuito o tramo a probar.

La Empresa previamente al inicio de las pruebas, verificará el estado y funcionamiento de los manómetros, ordenando la no utilización de los malogrados o los que no se encuentren calibrados.

2.- PERDIDA DE AGUA ADMISIBLE

La probable pérdida admisible en el circuito o tramo a probar, de ninguna manera deberá exceder a la cantidad especificada en la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N \times D \times \sqrt{P}}{410 \times 25}$$

De donde:

- F = pérdida total máxima en litros por hora.
- N = número total de uniones (*)
- D = Diámetro de la tubería en milímetros.
- P = Presión de pruebas en metros de agua.

(*) En los accesorios, válvulas y grifos contra incendio se considerará a cada campana de empalme como una unión.

En el cuadro N° 13.1 se establece las pérdidas máximas permitidas en litros en una hora, de acuerdo al diámetro de tubería, en 100 unidades.

3.- PRUEBA HIDRAULICA A ZANJA ABIERTA

La presión de prueba a zanja abierta, será de 1.5 de la presión nominal de la tubería de redes y líneas de impulsión, conducción y adecuación; y de 1.0 de esta presión nominal para conexiones domiciliarias, medida en el punto más bajo del circuito o tramo que se está probando.

En el caso de que el constructor solicitará la prueba en una sola vez, tanto para las redes como para sus conexiones domiciliarias, la presión de prueba será 1.5 de la presión nominal.

Antes de procederse a llenar a las líneas de agua a probar, tanto sus accesorios como sus grifos contra incendio previamente deberán estar ancladas, lo mismo que efectuado su primer relleno compactado, debiendo quedar sólo al descubierto todas sus uniones.

Sólo en los casos de tubos que hayan sido observados, éstos deberán permanecer descubiertas en el momento que se realice la prueba.

La línea permanecerá llena de agua por un período mínimo de 24 horas, para proceder a iniciar la prueba.

El tiempo mínimo de duración de la prueba será de dos (2) horas debiendo la línea de agua permanecer durante éste tiempo bajo la presión de prueba.

No se permitirá que durante el proceso de la prueba, el personal permanezca dentro de la zanja, con excepción del trabajador que bajará a inspeccionar las uniones, válvulas, accesorios, etc.

4.- PRUEBA HIDRAULICA A ZANJA CON RELLENO COMPACTADO Y DESINFECCION

La presión de prueba con relleno compactado será la misma de la presión nominal de la tubería, medida en punto más bajo del conjunto de circuitos o tramos que se está probando.

No se autorizará realizar la prueba a zanja con relleno compactado y desinfección, si previamente la línea de agua no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

La línea permanecerá llena de agua por un período mínimo de 24 horas, para proceder a iniciar las pruebas a zanja con relleno compactado y desinfección.

El tiempo mínimo de duración de la prueba a zanja con relleno compactado será de una (1) hora, debiendo la línea de agua permanecer durante este tiempo bajo la presión de prueba.

Todas las líneas de agua antes de ser puestas en servicio, serán completamente desinfectadas de acuerdo con el procedimiento que se indica en la presente especificación y en todo caso de acuerdo a los requerimientos que puedan señalar los Ministerios de Salud Pública y Vivienda.

El dosaje de cloro aplicado para la desinfección será de 5- rpm.

El tiempo mínimo del contacto del cloro con la tubería será de 24 horas, procediéndose a efectuar la prueba de color residual debiendo obtener por lo menos 5 ppm. de cloro.

En el período de clorinación, todas las válvulas, grifos y otros accesorios, serán operados repetidas veces para asegurar que todas sus partes entren en contacto con la solución de cloro.

Después de la prueba, el agua con cloro será totalmente eliminada de la tubería e inyectándose con agua de consumo hasta alcanzar 0.2 ppm. de cloro.

Se podrá utilizar cualquiera de los productos enumerados a continuación, en orden de preferencia:

- a)- Cloro líquido
- b)- Compuestos de cloro disuelto con agua.

Para la desinfección con cloro líquido se aplicará una solución de este, por medio de un aparato clorinador de solución o cloro directamente de un cilindro con aparatos adecuados para controlar la cantidad inyectada y asegurar la difusión efectiva del cloro en toda la línea.

En la desinfección de la tubería por compuestos de cloro disuelto; se podrá usar compuestos de cloro tal como, hipoclorito de calcio o similares y cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido. Para la adición de éstos productos, se usará una proporción de 5% de agua, determinándose las cantidades a utilizar mediante la siguiente fórmula:

$$g = \frac{C \times V}{\% \text{ Clo} \times 10}$$

De donde:

- g = gramos de hipoclorito
- C = ppm o mgs. por litro deseado.
- V = litros de agua.
- %Clo = Porcentaje de cloro que tiene el Hipoclorito u otro

5 REPARACION DE FUGAS

Cuando se presente, fugas en cualquier parte de la línea de agua, serán de inmediato reparadas por el constructor debiendo necesariamente, realizar de nuevo la

prueba hidráulica del circuito y la desinfección de la misma, hasta que se consiga resultado satisfactorio y sea recepcionada por la Empresa.

PERDIDA MAXIMA DE AGUA EN LITROS EN UNA HORA Y PARA CIEN UNIONES

CUADRO N° 13.1

DIAMETRO DE TUBERIA	PRESION DE PRUEBA DE FUGAS			
	7.5 Kg/cm ²	10 Kg/cm ²	15.5Kg/cm ²	21 Kg/cm ²
	(10.5lbs/p ²)	(150lbs/p)	(225lbs/p ²)	(300 lbs/p ²)
mm. pulg				
75 3"	6.30	7.90	9.10	11.60
100 4"	8.39	10.05	12.10	14.50
150 6"	12.59	45.05	18.20	21.50
200 8"	16.78	20.05	24.25	28.40
250 10"	20.98	25.05	30.30	35.50
300 12"	25.17	30.05	36.35	46.60
350 14"	29.37	35.10	42.40	50.00
400 16"	33.56	40.10	48.50	57.00
450 18"	37.80	43.65	54.45	63.45
500 20"	42.00	48.50	60.50	70.50
600 24"	50.40	58.20	72.60	84.60

PRUEBA HIDRAULICA Y NIVELACION DE DESAGUE

1.- EN FUNCION A LA PENDIENTE

a)- Para pendiente superior a 10. 0/00, el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica ± 10 medido entre 2 (dos) o más puntos

b)- Para pendiente menor a 10. 0/00, el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica de \pm la pendiente, medida entre 2 (dos) o más puntos

2.- PRUEBAS HIDRAULICAS

No se autorizará realizar la prueba hidráulica con relleno compactado, mientras que el tramo de desagüe no haya cumplido satisfactoriamente la prueba a zanja abierta.

Estas pruebas serán de dos tipos: la de filtración, cuando la tubería haya sido instalada en terrenos secos sin presencia de agua freática y, la de infiltración para terrenos con agua freática.

a)- Prueba de Filtración

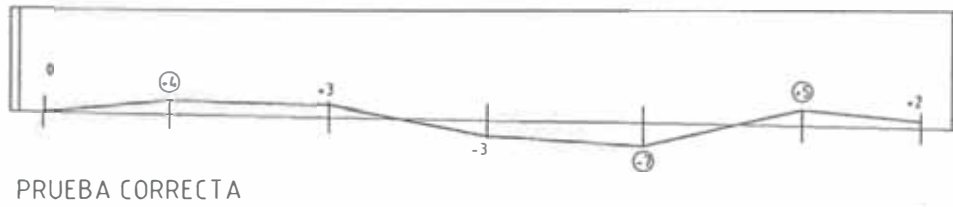
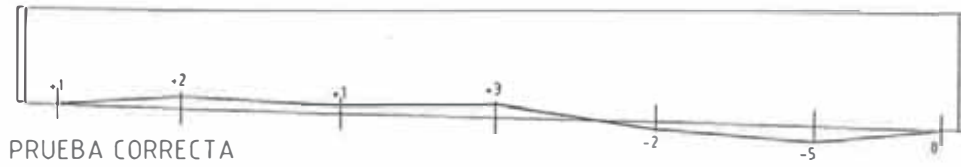
Se procederá llenado de agua limpia el tramo por el buzón aguas arriba a una altura mínima de 0.30 mt. bajo el nivel del terreno y convenientemente taponado en el buzón aguas abajo. El tramo permanecerá con agua, 12 horas como mínimo para poder realizar la prueba.

Para las pruebas a zanja abierta, el tramo deberá estar libre sin ningún relleno, con sus uniones totalmente descubiertas, asimismo no deben ejecutarse los anclajes de los buzones y/o de las conexiones domiciliarias hasta después de realizada la prueba.

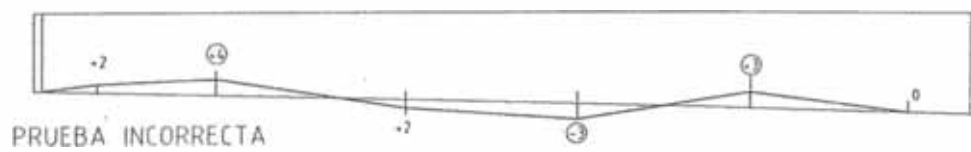
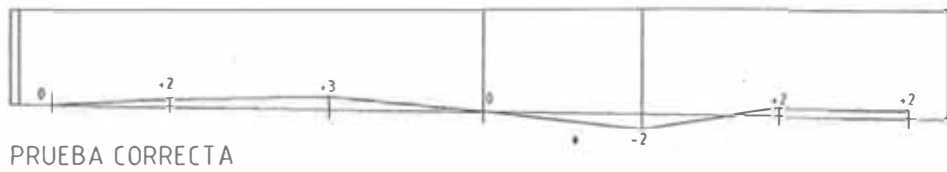
La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y la cantidad de pérdida de agua no sobrepasará lo establecido en el cuadro N° 13.2.

PRUEBA DE NIVELACION

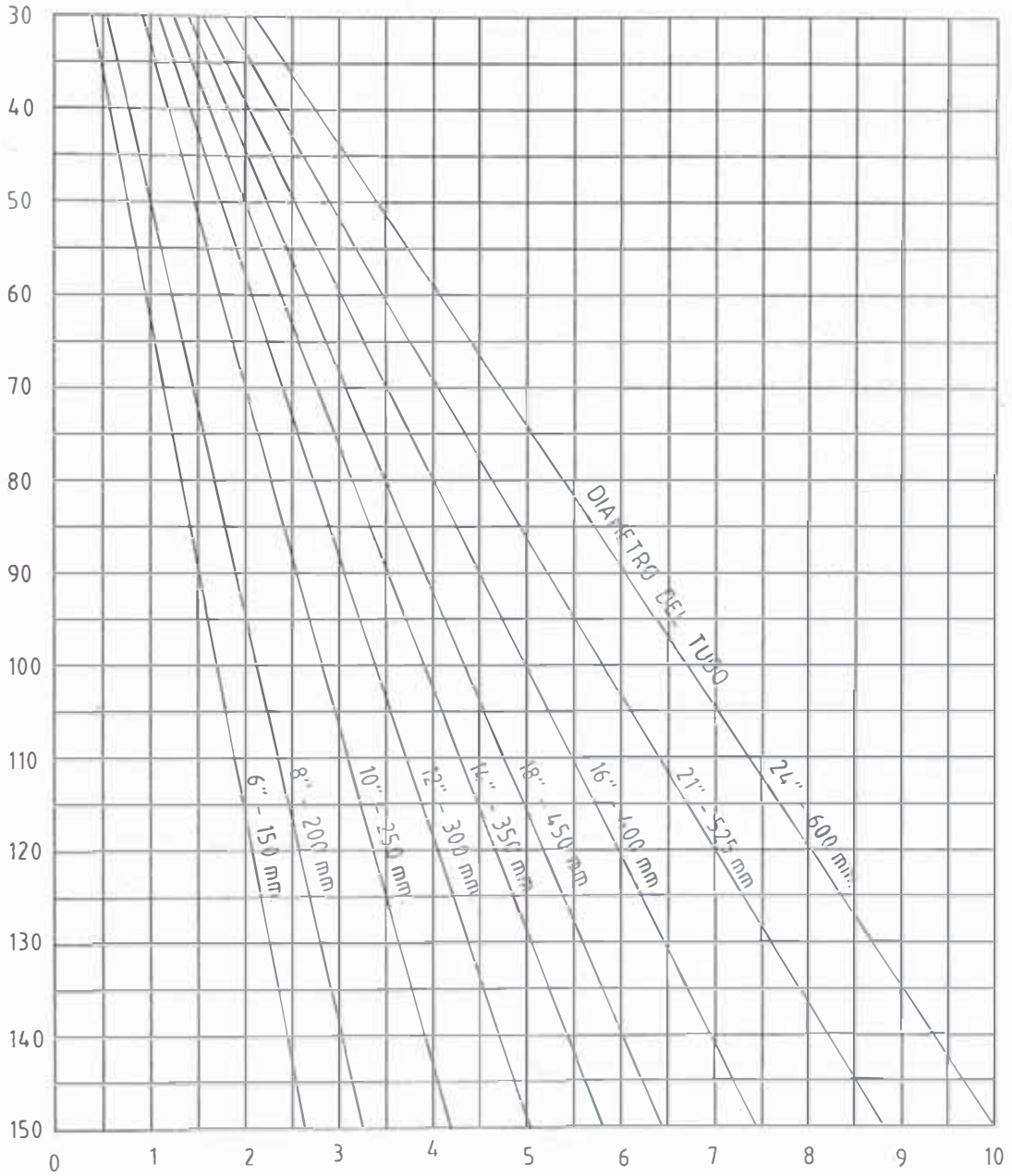
A) PENDIENTE IGUAL O MAYOR A 10%



B) PENDIENTE MENOR A 10% (Ejemplo pendiente 5%)



LONGITUD DEL TRAMO ENTRE BUZONES, EN METROS



PERDIDA DE ALTURA MAXIMA TOLERANCIA EN EL BUZON EN 10 MINUTOS, EN CENTIMETROS

También podrá efectuarse la prueba de filtración en forma práctica, midiendo la altura que baja el agua en el buzón en un tiempo de terminado; la cual no debe sobrepasar lo indicado en el gráfico N° 13.1.

b)- Prueba de infiltración

La prueba será efectuada midiendo el flujo del agua infiltrada por intermedio de un vertedero de medida, colocado sobre la parte inferior de la tubería, o cualquier otro instrumento, que permita obtener la cantidad infiltrada de agua en un tiempo mínimo de 10 minutos. Esta cantidad no debe sobrepasar los límites establecidos en la Tabla N° 2.

Para las pruebas a zanja abierta, ésta se hará tanto como sea posible cuando el nivel de agua subterránea alcance su posición normal, debiendo tenerse bastante cuidado de que previamente sea rellenada la zanja hasta ese nivel, con el fin de evitar el flotamiento de los tubos.

Para estas pruebas a zanja abierta, se permitirá ejecutar previamente los anclajes de los buzones y/o de las conexiones domiciliarias.

3.- PRUEBAS DE HUMO

Estas pruebas reemplazan a las hidráulicas, sólo en los casos de líneas de desagüe de gran diámetro y en donde no exista agua en la zona circundante.

El humo será introducido dentro de la tubería a una presión no menor de 1 lib/pulg², por un soplador que tenga una capacidad de por lo menos 500 litros por segundo. La presión será mantenida por un tiempo no menor de 15 minutos, como para demostrar que la línea esté libre de fugas o que todas las fugas han sido localizadas.

El humo será blanco o gris, no dejará residuo y no será tóxico.

4.- REPARACION DE FUGAS

Cuando se presente fugas por rajadura y/o humedecimiento total en el cuerpo del tubo de desagüe, serán de inmediato cambiados por el constructor, no permitiéndose bajo ningún motivo, resanes o colocación de dados de concreto; efectuándose la prueba hidráulica hasta obtener resultados satisfactorios y sea recepcionado por la Empresa.

**PERDIDA ADMISIBLE DE AGUA EN LAS PRUEBAS DE
FILTRACION E INFILTRACION**

CUADRO N° 13.2

D		F
Diámetro del Tubo		Filtración o Infiltración
mm	pulg.	Admisible en cm ³ /min/m
200	8	25
250	10	32
300	12	28
350	14	44
400	16	50
450	18	57
500	20	67
600	24	76

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARTE I GENERALIDADES

PARTE II MOVIMIENTO DE TIERRAS.- Comprende

- 1- Limpieza de terreno
- 2- Excavación de las lagunas
- 3- Construcción de terraplenes (diques):
 - Relleno
 - Compactación y afirmado
- 4- Estabilizado y terminado de taludes.

PARTE III ACABADOS.- Comprende

- 5- Revestimiento del fondo y taludes
- 6- Impermeabilización y pavimentos

PARTE IV CARGA ORGANICA Y BACTERIAL.- Comprende:

- 1- Carga máxima aplicada
- 2- Remoción de materia orgánica
- 3- Período de retención
- 4- Profundidades
- 5- Carga bacterial

PARTE V UNIDADES DE PRETRATAMIENTO.- Comprende:

- 1- Cámara de rejillas
- 2- Medidores de caudal

PARTE I

1.0 GENERALIDADES

Las presentes especificaciones comprenden la ejecución de las obras civiles, movimiento de tierra, obras sanitarias en planta de tratamiento de aguas servidas.

El contratista realiza toda la obra especificada y proporcionará la mano de obra, materiales, equipo de construcción y otras facilidades que sean necesarias para la ejecución de la obra contratada.

PARTE II

1- LIMPIEZA DE TERRENO

Las áreas que deben ser limpiadas conforme se indiquen en los planos y que específicamente serán estacadas en el terreno por el contratista y aprobadas por el ingeniero inspector; esta área será extendida hasta a 6 mt. más allá del pie del talud exterior del embalse, si los planos no indican lo contrario.

La limpieza consistirá en limpiar el área designada. Se eliminarán los obstáculos como basura y todo el material inconveniente. Se removerá de 20 a 40 cm. del suelo natural existente o el espesor necesario hasta encontrar arcilla cuya calidad será aprobada por el ingeniero inspector, quedando una rasante que se considerará como fundación del embalse o laguna.

2- EXCAVACION DE LAS LAGUNAS

- Excavación en explanación.

Una vez que toda el área de la laguna haya sido estacada y nivelada, el contratista puede empezar a excavar hasta la cota del piso indicado en los planos.

- Debe existir secuencia constructiva para garantizar que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación se obtenga luego de la limpieza.

- Consistirá en la excavación y explanación de la laguna; en la excavación y retiro del material inapropiado, para la formación de los terraplenes en la excavación del material apropiado para los mismos: arcilla.

- No se permitirá la excavación y el empleo del material contiguo a la zona estacada para la laguna, comprendida entre los 30 mt. a partir del pie interior del terraplén de la laguna.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondo de la laguna será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla, o una trailla, o con palas a mano, según los casos y los determinado por el Ingeniero de control.

3- TERRAPLENES (Diques)

3.1 RELLENOS

- Se ejecutarán con el material del sitio o área de trabajo de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con los alineamientos, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas por los planos o como lo haya estacado y verificado por el ingeniero inspector. Todo trabajo de limpieza deberá ser ejecutado en el área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y relleno de la zanja.

- El material obtenido en las excavaciones y considerando conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

1)- Mínimo índice de plasticidad 15%

2)- Mínimo que pase por la malla N° 200 de la serie sieve 25%.

El material para terraplenes será arcilla u otro material impermeable aprobado por el Ingeniero Inspector.

- Todo talud de tierra será acabado hasta presentar una superficie razonable llana y que esté de acuerdo substancialmente con el plano pertinente, tanto en el aspecto alineamiento, como en las secciones transversales.

- Los terraplenes y rellenos no podrán tener escombros, árboles, troncos, materiales en pie o entrelazados, raíces o basura. Antes de comenzar la construcción se eliminará todo material orgánico, igualmente la zona de terraplén será removida de tal manera de que el material del terraplén adhiera al terreno natural.

- Todos los agujeros causados por la extracción de los tocones y la corrección de todas las irregularidades en la zona de la laguna serán rellenos con material selecto.

4- COMPACTACION

El material para la formación de terraplenes será colocado en capas horizontales de 20 a 30 cm. de espesor y que abarquen todo el ancho de la sección esparcidos suavemente, con equipo esparcidor u otro equipo aplicable. Capas de espesor mayor de 30 cm. no serán usadas sin autorización del Ingeniero Inspector.

Los rellenos por capas horizontales deberán ser ejecutados en una longitud que hagan factible métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación usados.

Piedra o roca en terraplenes de tierra no deberán exceder de 15 cm. medidos en su espesor máximo.

Cada capa dl terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesaria (humedad óptima) para asegurar la compactación máxima. Donde sea necesario asegurar un material uniforme, se mezclará el material usando la motoniveladora rastra o disco de arado.

Cada capa será compactada mediante equipo pesado; rodillos apisonadores, rodillos de llantas neumáticas y otros aprobados por el Ingeniero Inspector.

Se aplicará el riego en los lugares, en las cantidades y a las horas, incluso de noche que ordene el Ingeniero Inspector.

El contratista suministrará un abastecimiento adecuado de agua.

El equipo para riego tendrá amplia capacidad y dispositivos de tal naturaleza que aseguren la aplicación uniforme del agua en las cantidades indicadas por el Ingeniero Inspector.

El terraplén será compactado para producir una densidad media de 92% (no menor de 90%) de la máxima determinada por el método de la prueba de las "Cinco Capas"; o bien se compactará hasta obtener por lo menos el 95% de la densidad obtenida por el método de prueba "Proctor Modificado".

El Ingeniero Inspector hará ensayos de densidad en campo para determinar el grado de densidad.

El contratista deberá construir todos los terraplenes de tal manera, que después de haberse producido la contracción y el asentamiento y cuando haya de ejecutarse la aceptación de la obra, dichos terraplenes tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal requerida en los planos.

El contratista será responsable de la estabilidad de todos los terraplenes construidos hasta la recepción final de la obra y correrá por su cuenta todo gasto causado por el reemplazo de toda parte que haya sido desplazada, a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del contratista, o de daños resultantes por causas naturales como lluvias y vientos normales.

5- AFIRMADO

Este trabajo será ejecutado después que el terraplén esté completamente terminado y todas las estructuras y tuberías hayan sido instaladas y rellenadas.

Todo el material blando o inestable que no es factible de compactar o que no sirven para el propósito señalado será removido como se ordene.

El contratista deberá colocar y compactar una capa en la parte superior y en los taludes del terraplén ya sea en corte o en relleno, empleando material de afirmado el que deberá consistir de suelo granular de baja plasticidad.

Piedras mayores de 10 cm. o de 2/3 de espesor de la capa que se coloque serán eliminadas; terrones de arcilla ni de material orgánico serán aceptadas.

El material afirmado debe estar formado por: partículas o fragmentos de piedra o grava dura y durables y un relleno de arena u otro material mineral finamente dividida. La porción del material retenido en una malla N° 4 será llamado agregado grueso y aquella porción que pase por la malla N° 4 será llamado relleno.

6- ESTABILIZADO

El contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un material estabilizador con el material existente de la excavación o préstamo.

El contratista estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como grava, tamizados de piedra, cemento, cal o cualquier otro material que en opinión del Ingeniero Inspector es apropiado para estabilizar. En general, el material que contenga apreciable cantidad de materia orgánica o que tenga alta plasticidad no es conveniente para ser usado como estabilizador.

Los materiales para la estabilización serán colocadas en capas de 10 a 15 cm. bien compactadas y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos o arados.

Si es necesario el contratista deberá secar el material mojado o añadir agua al material seco para traer la mezcla estabilizada al contenido de humedad adecuado para la compactación, la que deberá ejecutarse hasta que toda la profundidad afirmada o estabilizada tenga una densidad, determinada por pruebas hechas en cada capa, de no menor del 92% de la máxima densidad determinada por el Método de compactación del

Estado California de las "Cinco Capas" o del 95% de la máxima determinada por el método de Protector Modificado.

7- TERMINADO

Todas las áreas que forman el trabajo de la laguna, excavaciones, taludes, áreas de transición, serán uniformemente terminadas, tal como se indiquen en los cortes de los planos. El terminado deberá ser razonablemente alisado, compactado y libre de toda irregularidad y será el que se obtiene con motoniveladora u otro equipo similar. El terminado no variará de 3 cm. del indicado en los planos.

PARTE III

1- ACABADO

1.1 PAVIMENTOS

Se podrá especificar la pavimentación de los taludes; mediante la colocación de piedra escogida o paraplén (riprop.) en el espesor que indican los planos. La piedra usada como riprop debe ser dura, densa y durable.

El tamaño de la piedra será la que tenga un peso de 500 grs. y tamaños máximo la que tenga un peso de 1000 gr. El espesor y ancho de las piedras no debe ser menor que la tercer parte de su longitud. Se permitirá el uso de hasta el 15% en peso de piedras que pasen por la malla de 3 pulgadas y no se permitirá el uso de hasta el 15% en peso de piedras que pase por la malla de 3 pulgadas y no se permitirá más del 5% de tierra, arena o polvo de roca.

El pedraplén o reprop se colocará en forma estable sin tendencia al deslizamiento y no deberá haber espacios sin rellenar dentro del riprop.

2- IMPERMEABILIZACION

En las caras de los taludes y base interiores (superficie mojada) de la laguna se impermeabilizará mediante la colocación de una capa de arcilla (tipo adobe) de 5 a 10 cm. de espesor según lo especifique los planos o lo ordene el Ingeniero Inspector.

La arcilla debe estar libre de materiales orgánicas, además estará graduada de la forma siguiente:

- Tamiz 1/2" Porcentaje que pase 100%
- Tamiz 1/4" Porcentaje que pase 80%

También, puede emplearse como impermeabilizante una capa de terracemento de 5 cm. de espesor, en proporción de 1:5, preparada con agua o razón de 6 pulgadas por seco de cemento.

Una vez terminada la capa de impermeable será curada por un tiempo no menor de 15 días.

La impermeabilización debe ser tal que la infiltración sea de 1 a 2.5 cm/día.

PARTE IV

1- CARGA ORGANICA BACTERIAL

1.1 CARGA DE DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO

La carga máxima de aplicada debe ser constante para todos los procesos de tratamiento; es decir para lagunas primaria, secundarias y terciarias.

La remoción de la carga orgánica depende de la forma de la estructura, es decir, la relación entre largo y ancho, siendo lo óptimo 2:1 ó 3:1.

Las entradas de retención, se mejora considerando más de una entrada.

El período de retención debe ser tal que se evite la poca remoción de carga orgánica y bacterial, asimismo la alta infiltración del desagüe, promedio mínimo = 5 días.

Por otro lado para la sedimentación de material debe diseñarse una trinchera de lados para una capacidad de 1 a 5 años.

Las profundidades en lagunas facultativas están en el rango de 1.20 a 2.00 m. lo cual se está en lo óptimo.

Carga para laguna primaria debe estar en el rango de 100 - 1000 Kg DBO/Ha/día.

Carga para la laguna secundaria debe estar en el rango de 70 - 250 Kg DBO/Ha/día.

La remoción de coliformes en Laguna Primaria Facultativa debe estar en orden de 10^5 coliformes/100 ml.

Para regadío de vegetales de tallo alto, la remoción de coliformes en Laguna Secundaria debe estar en el orden de 10^3 - 10^4 coliformes/100 ml.

PARTE V

1- UNIDADES DE PRETRATAMIENTO

-Toda la Planta de Tratamiento de desagües debe tener unidades de pretratamiento ubicado antes del ingreso a las lagunas primarias, estos son cámara de rejas y medidor de gasto.

-La cámara de rejas deberá remover sólidos flotantes de tamaño medio y grande; para ello estas rejas deben ser de platina o acero de 1/2" x 2" separadas entre ellas 10cm.

-Su diseño debe facilitar dar mantenimiento o cambiar de rejilla en su totalidad. Para no interrumpir el ingreso de desagüe a la laguna se considera un by-pass que funciona también como rebose.

-El medidor debe estar ubicado entre la cámara de rejas y la Planta de Tratamiento.

-Este debe estar diseñado tal que no permita interferencias en la medición. Las estructuras de medición de régimen crítico, con recomendables para desagües con alto contenido de sólidos sedimentables.

BIBLIOGRAFIA

- "Estaciones de Bombeo, Bombas y Motores Utilizados en Abastecimiento de Agua". Ferreccio Nosiglia - CEPIS.
- "Abastecimiento de Agua, Teoría y Diseño". Simon Arocha R.
- Tesis "Proyecto de Agua y Alcantarillado Para la Ciudad Fidelisima de Huacho Villa - Huacho". Jhonny Olivares M.
- Tesis "Estudio Integral de Agua Potable y Alcantarillado de la Localidad de Paita". Julio C. Herrera G. y Oscar Ignacio R.
- "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales". Fair - Geyer y Okun.
- "Abastecimiento de Agua". Fling Dounglas Alfred
- "Memoria del Simposio y Taller Sobre Opoeración y Mantenimiento de Agua potable y Alcantarillado". CEPIS.
- "Operación y Mantenimiento, Comtrol de Obras de Agua Potable y Alcantarillado". Colegio de Ingenieros del Perú - Capítulo de Ingeniería Ambiental.
- Curso "Cálculo Computarizado de Redes de Agua Potable". Colegio de Ingenieros del Perú.
- Seminario - Taller : "Diseño de Reservorios". Jorge Olivares Vega.
- Tesis "Proyecto Integral de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Servidas para la Ciudad de Pachacutec y Ventanilla". Javier Pajares Rivera, Luy Foster.
- "Redes de Alcantarillado Simplificado". CEPIS.

- “Lagunas de Estabilización y Otros Sistemas Simplificados Para el Tratamiento de Las Aguas Residuales”. CEPIS.

- Seminario Taller “Tecnología de Diseño y Operación de Lagunas de Estabilización”. Rodolfo Saens - CEPIS.

- Curso Taller “Lagunas de Estabilización”. OPS / CEPIS.

- “Lagunas de Estabilización”. REPINDEX.

- “Reuso en Acuicultura de las Lagunas de Estabilización de San Juan”. Julio Moscoso Cavilla - CEPIS.

- “Nuevo Reglamento de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Para Habilitaciones Urbanas de Lima Metropolitana y Callao”. SEDAPAL.

- “Infraestructura Sanitaria Para Poblaciones Urbanas”. ININVI.

- “Normas y Requisitos Para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Destinado a Localidades Urbanas”. Ministerio de Vivienda.

- “Proyecciones de la Población del Perú 1995-2025”. Boletín de análisis demográfico - INEI.

- “Calidad Ambiental en el Perú”. INEI.

- “Manual Sobre Reparación de Los de Agua Potable y Alcantarillado Para Situaciones de Emergencia”. CEPIS.