

# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL



## SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO, SAN RAMON DE PANGO Y EL ANEXO CHAVINI, SATIPO, JUNIN

Tomo I

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

**INGENIERO SANITARIO**

CESAR MARTIN ORTIZ PANTA

LIMA - PERU

1997

**TOMO I**

## **INDICE :**

### **CAPITULO I : INTRODUCCION**

1.0	Introducción	1
1.1	Objetivos y antecedentes	1
1.1.1	Objetivos	1
1.1.2	Antecedentes	2
1.2	Estado actual del área en estudio	2

### **CAPITULO II : CARACTERISTICAS GENERALES**

2.0	Características generales del área en estudio	4
2.10	Ubicación	4
2.20	Extensión y límites	4
2.30	Topografía	6
2.40	Clima	6
2.50	Actividad socio-económica de la población	7
2.60	Aspecto urbano, vías de acceso y servicios públicos	20

### **CAPITULO III : ESTUDIO DE POBLACION**

3.0	Datos de diseño	21
3.1	Periodo de diseño	21
3.2	Población	24
3.2.1	Aspecto demográfico del Distrito de San Martín de Pangoa	26
3.2.2	Determinación de la población de diseño	26
3.2.2.1	Métodos matemáticos	26
3.2.2.1a	Método aritmético	26
3.2.2.1b	Método geométrico	30
3.2.2.1c	Método de la parábola de 2º grado	32
3.2.2.2	Método gráfico	34
3.3	Requerimientos	38
3.3.1	Elección de la dotación	38
3.3.1.1	Factores que afectan al consumo	38
3.3.1.1a	Factores generales	38
3.3.1.1b	Usos del agua	38
3.3.1.2	Dotación a considerar	39
3.3.2	Variaciones de consumo	40
3.3.2.1	Consumo máximo diario	41
3.3.2.2	Consumo máximo horario	41
3.3.3	Caudales de diseño	42
3.3.3.1	Caudal promedio	43
3.3.3.2	Caudal máximo diario	43
3.3.3.3	Caudal máximo horario	44
3.3.4	Volumen de almacenamiento	44
3.3.4.1	Volumen de regulación	44
3.3.4.2	Volumen contra incendio	44
3.3.4.3	Volumen de reserva	45

### **CAPITULO IV : FUENTES DE ABASTECIMIENTO**

4.0	Fuentes de abastecimiento	46
4.1	Conceptos generales	46

4.1.1	Aguas superficiales	48
4.1.1a	Estado sanitario de la hoya	48
4.1.1b	Caudales disponibles	48
4.1.2	Agua subterránea	49
4.1.2a	Acuíferos libres	50
4.1.2b	Acuíferos confinados	50
4.2	Alternativas de fuentes	50
4.3	Alternativa seleccionada	55

## CAPITULO V: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

5.0	Sistema de abastecimiento de agua	56
5.1	Requerimiento del sistema	56
5.2	Fuente de abastecimiento	56
5.3	Obras de captación	56
5.3.1	Aspectos generales	56
5.3.2	Elección del tipo de captación	56
5.3.2.1	Estructuras de captación de fuentes superficiales sin regulación	57
5.3.3	Diseño y ubicación de la fuente de captación	58
5.3.3.1	Orificio rectangular en el fondo	58
5.4	Planta de tratamiento de agua	60
5.4.1	Aspectos generales	60
5.4.1.1	Criterios sobre calidad del agua	60
5.4.2	Elección de la planta de tratamiento	65
5.4.2.1	Descripción de los procesos a emplear	68
5.4.2.11	Acondicionamiento previo: desarenadores	68
5.4.2.12	Coagulación y floculación	69
5.4.2.13	Sedimentación	103
5.4.2.14	Filtración	106
5.4.2.15	Desinfección	114
5.4.3	Diseño de la planta de tratamiento de agua	124
5.4.3.1	Diseño de desarenadores	124
5.4.3.2	Diseño de floculadores	128
5.4.3.2.1	Dimensionamiento del almacén de sustancias químicas	128
5.4.3.2.2	Dimensionamiento de la unidad de dosificación	129
5.4.3.2.3	Diseño de una canaleta Parshall	130
5.4.3.2.4	Diseño de un floculador hidráulico de flujo horizontal	132
5.4.3.3	Diseño de un decantador laminar de flujo ascendente	134
5.4.3.3.1	Zona de decantación	134
5.4.3.3.2	Zona de salida	136
5.4.3.3.3	Diseño típico del canal auxiliar	137
5.4.3.4	Diseño de un filtro rápido	139
5.4.3.4.1	Dimensionamiento de la canaleta de lavado	140
5.4.3.4.2	Cálculo de las pérdidas de carga durante el retrolavado	142
5.4.3.4.3	Determinación de los niveles de trabajo	143
5.4.3.5	Diseño del sistema de desinfección	145
5.4.3.5.1	Diseño de la estación de cloración	145
5.4.4.10	Diseño de una planta de tratamiento de agua	147
5.4.4.11	Desarenadores	148
5.4.4.12	Almacén de sustancias químicas	149
5.4.4.13	Sistema de preparación de solución y dosificación de coagulantes	150
5.4.4.14	Canaleta Parshall	151
5.4.4.15	Interconexión entre la unidad de mezcla y el floculador	153
5.4.4.16	Floculadores	154
5.4.4.17	Decantador laminar	155
5.4.4.18	Filtros rápidos de lecho doble	159

5.4.4.19	Estación de cloración	168
5.4.4.20	Cámara de contacto de cloro	168
5.5	Reservorio	169
5.5.1	Aspectos generales	169
5.5.2	Características de los estanques de almacenamiento	169
5.5.3	Diseño del estanque de almacenamiento	170
5.6	Línea de conducción	170
5.6.1	Aspectos generales	170
5.6.2	Criterios para el diseño	171
5.6.3	Diseño de la línea de conducción	171
5.7	Línea de aducción	171
5.7.1	Aspectos generales	171
5.7.2	Criterios para el diseño	171
5.7.3	Diseño de la línea de aducción	173
5.8	Red de distribución	173
5.8.1	Aspectos generales	173
5.8.2	Diseño de la red de distribución	182
5.8.3	Conexiones domiciliarias de agua potable	182

## CAPITULO VI : SISTEMA DE ALCANTARILLADO

6.0	Agua residual	207
6.1	Introducción	207
6.2	Clasificación de las aguas residuales	207
6.3	Composición de las aguas residuales	208
6.4	Efectos dañinos de las aguas residuales en las aguas naturales	210
6.5	Componentes de los sistemas de alcantarillado	212
6.6	Determinación del caudal de diseño	215
6.7	Comportamiento hidráulico del sistema	217
6.8	Cálculo hidráulico del sistema del alcantarillado	219
6.9	Diseño de la red de colectores	221
6.10	Conexiones domiciliarias de desagüe	250

## CAPITULO VII : SISTEMA DE TRATAMIENTO DE DESAGÜES

7.0	Sistema de tratamiento de desagües	252
7.1	Aspectos generales	252
7.2	Sistema de tratamiento de desagües	255
7.3	Selección de la planta de tratamiento de desagües	265
7.4	Diseño de la planta de tratamiento de desagües	266
7.4.1	Pre-tratamiento	266
7.4.1.1	Cámara de rejas	266
7.4.1.2	Desarenadores	268
7.4.1.3	Control de velocidad	269
7.4.2	Tratamiento secundario	269
7.5	Diseño del sistema de tratamiento de desagües : Resultados	272
7.5.1	Pretratamiento	273
7.5.2	Lagunas de estabilización facultativas	282

## CAPITULO VIII : ESPECIFICACIONES TECNICAS

8.0	Especificaciones técnicas	293
8.10	Obras de agua y desagüe	293
8.11	Obras de concreto	315

8.12	Pruebas hidráulicas y desinfección de estructuras para almacenamiento de agua potable	331
8.13	Lagunas de estabilización	332

#### **CAPITULO IX : COSTOS Y PRESUPUESTOS**

9.0	Presupuesto de obra	339
9.1	Consideraciones en la elaboración de precios unitarios	339
9.2	Presupuesto de obra	341
9.3	Fórmulas polinómicas	365
9.4	Cronograma valorizado de avance de obra	376

#### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Conclusiones	377
Recomendaciones	378

#### **BIBLIOGRAFIA**

Bibliografía	379
--------------	-----

#### **INDICE DE CUADROS :**

Cuadro 2.1	: Datos meteorológicos de San Martín de Pangoa	8
Cuadro 2.2	: Características de la población Resumen estadístico	10
Cuadro 2.3	: Características de la vivienda . Resumen estadístico	10
Cuadro 2.4	: Población total, por área urbana y rural, sexo grupos quincenales según edad	11
Cuadro 2.5	: Población total por sexo, grupos de edad, según condiciones de orfandad materna	11
Cuadro 2.6	: Población de 5 años o más, por sexo, grupos decenales de edad según idioma o dialecto materno aprendido durante la niñez	12
Cuadro 2.7	: Población de 5 años o más, por sexo, según asistencia a un centro educativo de enseñanza regular	12
Cuadro 2.8	: Población de 5 años o más por sexo, grupos de edad, según condición de alfabetismo	12
Cuadro 2.9	: Población de 5 años o más por sexo, grupos de edad, según nivel de educación alcanzado	12
Cuadro 2.10	: Población de 6 años o más, por sexo, grupos de edad, según profesión u oficio	13
Cuadro 2.11	: Población total, por sexo, grandes grupos de edad, según religión que profesa	13
Cuadro 2.12	: Población económicamente activa de 15 años o más, por categoría de ocupación	14
Cuadro 2.13	: Viviendas particulares, por condición de ocupación, según tipo de vivienda	14
Cuadro 2.14	: Viviendas particulares, con ocupantes presentes, por tipo de abastecimiento de agua	15
Cuadro 2.15	: Viviendas particulares, con ocupantes presentes, por disponibilidad de servicio higiénico	15
Cuadro 2.16	: Viviendas particulares, con ocupantes presentes, por disponibilidad de alumbrado eléctrico	15
Cuadro 3.1	: Datos censales del distrito de San Martín de Pangoa	25

Cuadro 3.2	: Relación de manzanas y lotes de San Martín de Pangoa, San Ramón de Pangoa y el anexo Chavini .....	27
Cuadro 3.3	: Método aritmético : relación de ecuaciones de población.....	31
Cuadro 3.4	: Método aritmético : selección de la ecuación .....	31
Cuadro 3.5	: Método geométrico : relación de ecuaciones de población.....	33
Cuadro 3.6	: Método geométrico : selección de la ecuación .....	33
Cuadro 3.7	: Método parabólico : relación de ecuaciones de población .....	35
Cuadro 3.8	: Método parabólico : selección de la ecuación .....	35
Cuadro 3.9	: Cálculo de la población futura con ecuaciones seleccionadas .....	36
Cuadro 5.1	: Diseño de la unidad de captación .....	59
Cuadro 5.2	: Sustancias químicas que influyen sobre la potabilidad del agua.....	63
Cuadro 5.3	: Normas de calidad físico-químicas del agua para uso doméstico.....	64
Cuadro 5.4	: Densidad de algunos minerales de arcilla .....	69
Cuadro 5.5	: Tamaño de las dispersiones .....	70
Cuadro 5.6	: Tipo de disoluciones coloidales .....	70
Cuadro 5.7	: Aumento de la superficie de un cubo al aumentar sus subdivisiones .....	74
Cuadro 5.8	: Clasificación del agua según su comportamiento en la coagulación .....	87
Cuadro 5.9	: Variación del color con el pH .....	88
Cuadro 5.10	: Clasificación de los floculadores .....	102
Cuadro 5.11	: Clasificación de los sedimentadores .....	103
Cuadro 5.12	: Clasificación de filtros .....	107
Cuadro 5.13	: Características del cloro envasado .....	118
Cuadro 5.14	: Consumo de cloro según su uso .....	120
Cuadro 5.15	: Límites de aplicación de los medidores Parshall .....	152
Cuadro 5.16	: Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall .....	152
Cuadro 5.17	: Diseño del estanque de almacenamiento .....	170
Cuadro 5.18	: Cálculo de la línea de conducción : Captación - Planta de tratamiento.....	172
Cuadro 5.19	: Cálculo de la línea de conducción : Planta de Tratamiento - Reservorio.....	172
Cuadro 5.20	: Cálculo de la línea de aducción : Reservorio - Red de agua de San Martín de Pangoa .....	174
Cuadro 6.1	: Valores de infiltración .....	216
Cuadro 6.2	: Coeficientes de rugosidad de Manning para diferentes materiales .....	221

## **INDICE DE GRÁFICOS :**

Gráfico 2.1	: Porcentaje de la población .....	16
Gráfico 2.2	: Condición de alfabetismo de la población .....	16
Gráfico 2.3	: Idioma o dialecto materno aprendido durante la niñez.....	17
Gráfico 2.4	: Religión que profesa la población .....	17
Gráfico 2.5	: Abastecimiento de agua de la población .....	18
Gráfico 2.6	: Abastecimiento de agua de la red pública .....	18
Gráfico 2.7	: Disponibilidad de servicio higiénico .....	19
Gráfico 2.8	: Servicio de alumbrado eléctrico .....	19
Gráfico 3.1	: Método gráfico : selección de la curva de población .....	37
Gráfico 5.1	: Porosidad, expansión del lecho filtrante para un coeficiente de esfericidad de 0.80 .....	160
Gráfico 5.2	: Porosidad, expansión del lecho filtrante para un coeficiente de esfericidad de 0.90 .....	161
Gráfico 5.3	: Determinación de los niveles de trabajo en filtros rápidos .....	167
Gráfico 6.1	: Relación de elementos hidráulicos .....	220

## **INDICE DE FIGURAS :**

Figura 2.1	: Ubicación del proyecto .....	5
Figura 5.1	: Procesos de tratamiento de aguas .....	66

<b>Figura 5.2</b>	<b>: Procesos de clarificación del agua</b>	.....	<b>67</b>
<b>Figura 5.3</b>	<b>: Estabilidad e inestabilidad de las suspensiones coloidales</b>	.....	<b>80</b>
<b>Figura 5.3a</b>	<b>: Remoción de turbiedad</b>	.....	<b>86</b>
<b>Figura 5.4</b>	<b>: Sentido de la corriente de agua asumido para una red en general</b>	.....	<b>178</b>
<b>Figura 5.5</b>	<b>: Circuitos formados para el cálculo del Hardy-Cross : San Martín de Pangoa</b>	.....	<b>183</b>
<b>Figura 5.6</b>	<b>: Circuitos formados para el cálculo del Hardy-Cross : San Ramón de Pangoa</b>	.....	<b>184</b>
<b>Figura 5.7</b>	<b>: Circuitos formados para el cálculo del Hardy-Cross : Anexo Chavini</b>	.....	<b>185</b>
<b>Figura 6.1</b>	<b>: Variación de la velocidad en un conducto circular</b>	.....	<b>219</b>
<b>Figura 7.1</b>	<b>: Esquema de una laguna de estabilización</b>	.....	<b>265</b>



## **1.- Introducción**

El Presente trabajo de Tesis se titula " Proyecto de Saneamiento Integral de San Martín de Pangoa", mediante el cual se pretende satisfacer las necesidades de saneamiento básico en la zona de estudio : Distrito de San Martín de Pangoa, El Anexo San Ramón y el Anexo Chavini.

Este trabajo ha sido aprobado por la Escuela de Ingeniería Sanitaria y contribuirá con los planes de expansión y desarrollo urbano de las localidades en mención a través de la formulación de alternativas de solución de la problemática del Saneamiento Básico.

### **1.10 Objetivos y antecedentes**

El presente capítulo describe los objetivos a cumplir mediante el siguiente proyecto y además, se hace una reseña del sistema actual existente en la zona de estudio, describiendo el funcionamiento del sistema.

#### **1.1.1 Objetivos**

El presente estudio pretende cumplir con los siguientes objetivos :

- Mejorar las condiciones sanitarias locales. Toda población debe de contar con las mínimas condiciones indispensables para poder vivir y conservar su salud, tales como agua libre de contaminación para poder alimentarse y disposición de desagües para evitar la transmisión de enfermedades.
- Eliminación del peligro para la salud. Mediante un sistema adecuado de abastecimiento de agua y alcantarillado el riesgo de contraer enfermedades e infecciones de tipo gástrico se reducen al mínimo, evitando así el riesgo de contraer una enfermedad que ponga en peligro la salud de las personas, en especial la de los niños, que son lo más propensos a adquirirlas.
- Recolección y alejamiento rápido y seguro de las aguas residuales. Mediante un sistema de alcantarillado se logra recolectar el agua residual y llevarla hacia su disposición final de la forma más rápida posible, evitando todo tipo de contaminación por parte de las personas.
- Disposición adecuada del efluente. Mediante la disposición final del agua residual mediante un sistema de tratamiento , se logra una disposición adecuada y técnica del efluente, que no permita la contaminación del lugar donde se le va a disponer .
- Eliminación de focos de contaminación, así como aspectos antiestéticos . Mediante la recolección y disposición final de las aguas residuales, se reducen al mínimo los focos de contaminación, reduciendo al mínimo la ocurrencia de enfermedades infectocontagiosas gastrointestinales. También se eliminan los aspectos

antiestéticos que puedan originar una disposición no técnica de las aguas residuales, tales como la presencia de insectos, roedores y malos olores que son también focos de contaminación y transmisión de enfermedades.

- **Conservación de los recursos naturales.** Una adecuada disposición de las aguas residuales y su posterior tratamiento nos permite conservar las condiciones naturales del ecosistema, evitando en lo mínimo contaminarlo y alterar el equilibrio existente, tanto en su flora y fauna.

### **1.1.2 Antecedentes**

El Distrito de San Martín de Pangoa; específicamente la capital del Distrito y los anexos San Ramón de Pangoa y Chavini Bajo, ubicados en la Selva Central del País, tuvieron en la década de los años 70-80 un crecimiento poblacional acelerado y mayor en comparación con otros Distritos de la Provincia, debido al incremento de la actividad agrícola. Posteriormente la acción destructiva del terrorismo hizo disminuir este ritmo de crecimiento en la zona, pero, en la actualidad este crecimiento de viene incrementando aceleradamente, lo cual agudiza las deficiencias ya existentes de los servicios básicos con que cuenta actualmente.

### **1.2 Estado Actual del Area en estudio**

Los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, que posee en promedio el 25 % de la población actual, presentan las siguientes deficiencias :

a- La población no cuenta con un adecuado abastecimiento de agua potable debido a las siguientes razones :

- **La presión de servicio es insuficiente** debido a la ubicación de la Captación y Planta de Tratamiento existentes, que, por su ubicación, no permiten abastecer al sistema con una adecuada presión de servicio.
- **El diseño y construcción de la Planta de Tratamiento existente no ha sido la más conveniente**, ya que se aprecia una forma artesanal en su método constructivo. Técnicamente no cumple su función ya que el afluente y efluente presentan similares características en lo concerniente a los parámetros de turbiedad y color.
- **No se cuenta con un reservorio de regulación** que pueda aliviar las deficiencias en el servicio de agua potable, motivo por el cual no se cuenta con un servicio continuo.
- **La Red de Distribución presenta deficiencias en el funcionamiento** ya que se presentan líneas muertas y abastecimiento de agua en un gran sector con poca presión.

**b- Las Red de Alcantarillado existente no ha sido proyectada para un crecimiento poblacional tal como el que ha ocurrido, ya que el crecimiento de la ciudad y su futura expansión así lo confirman, todo ello reflejado en :**

- **No es posible empalmar las nuevas redes de diseño con las redes del sistema existente por diferencias de cotas que impiden una descarga del líquido cloacal.**
- **No se ha considerado ningún sistema de Tratamiento de Desagües, razón por la cual se hace de necesario la elección de un sistema de disposición final del desagüe para no contaminar el medio ambiente.**

**Los problemas mencionados líneas arriba nos llevan a plantear una solución integral al Sistema Existente para lo cual se diseñara un Sistema Integral de Saneamiento de San Martín de Pangoa, capital de Distrito, el Poblado San Ramón y el Anexo Chavini.**

## **2.00 Características generales del área en estudio**

El presente capítulo hace mención a las características del área en estudio, tales como: ubicación geográfica, extensión y límites, topografía, clima, temperatura , humedad relativa, precipitación pluvial, aspecto socioeconómico de la población, aspecto urbano, vías de acceso y servicios públicos, necesarios para poder utilizarlos en los capítulos siguientes y realizar los diseños necesarios para el presente proyecto.

### **2.10 Ubicación**

La ciudad de San Martín de Pangoa, Anexo San Ramón y Anexo Chavini, se encuentran ubicados en el Distrito de San Martín de Pangoa, Provincia de Satipo, en el Departamento de Junín, perteneciente a la Región Andrés Bello Cáceres.

El casco urbano de la ciudad de San Martín de Pangoa se encuentra ubicada entre la margen izquierda del río San Ramón de Pangoa y la margen derecha del río Chavini, en los 11° 22' de latitud sur y los 74°32' de longitud.

### **2.20 Extensión y límites**

#### **2.21 Extensión**

La ciudad de San Martín de Pangoa cuenta con una extensión de 1'092,857 m<sup>2</sup>, mientras que la ciudad de San Ramón 542,765 m<sup>2</sup>, y el anexo San Ramón 87,483 m<sup>2</sup>, haciendo un total de 172.32 Ha.

#### **2.22 Límites**

La ciudad de San Martín de Pangoa se encuentra limitada, a nivel de provincias :

- Al Norte: con la provincia de Coronel Portillo en el departamento de Ucayali y la provincia de Oxapampa en el departamento de Pasco.
- Al Sur: con la provincia de Huanta en el departamento de Ayacucho y la provincia de La Convención en el departamento del Cuzco.
- Al Este: con la provincia de Coronel Portillo en el departamento de Ucayali y con la provincia de La Concepción en el departamento del Cuzco.
- Al Oeste: con las provincias de Jauja , Concepción y Huancayo en el departamento de Junín.

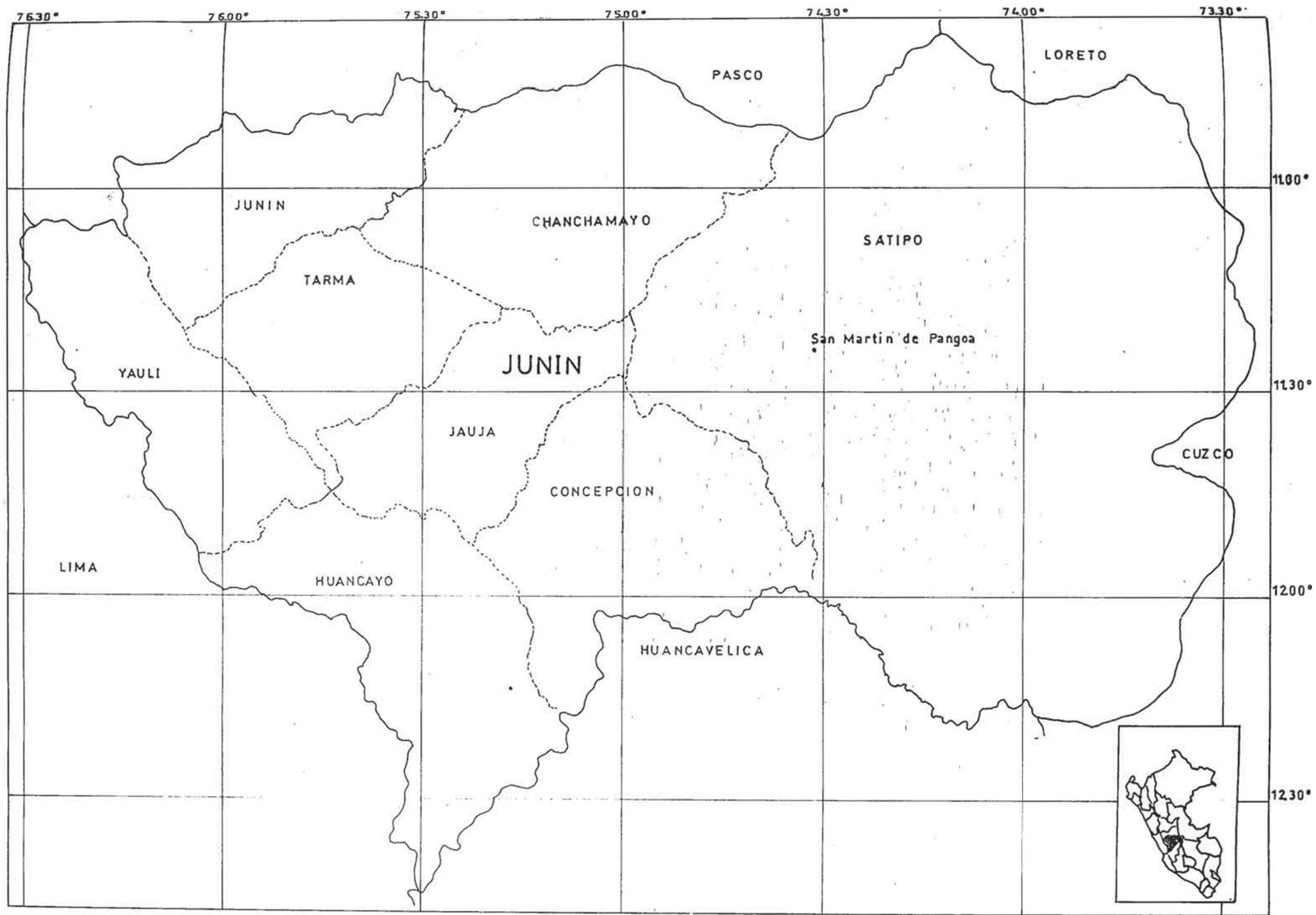


FIGURA 24: UBICACION DEL PROYECTO

A nivel de distritos :

- Al Norte: con el distrito de Coviliari.
- Al Sur: con la provincia de Huanta en el departamento de Ayacucho y la provincia de La Convención en el departamento del Cuzco.
- Al Este: con la provincia de Coronel Portillo en el departamento de Ucayali y con la provincia de La Concepción en el departamento del Cuzco
- Al Oeste: con el distrito de Mazamari y Llaylla.

### **2.30 Topografía**

La ciudad de San Martín de Pangoa presenta un terreno que tiene la forma de lomo de pescado, siendo flanqueado por los ríos San Ramón y Chavini; presenta un área extensa y plana para una futura expansión de la ciudad. La vegetación es densa, la cual bordea a los poblados que se han señalado.

El suelo que presenta es arcilloso, encontrándose canto rodado y bolonería en el cauce de los ríos San Ramón y Chavini.

### **2.40 Clima**

#### **2.401 Altura**

El Distrito de San Martín de Pangoa se encuentra a una altura promedio de 760 m.s.n.m., variando en algunos lugares como en San Ramón de Pangoa a 780 m.s.n.m. y el Anexo Chavini a 680 m.s.n.m.

#### **2.402 Estaciones**

Los cambios de estaciones pueden decirse que se tienen dos tendencias terminantemente marcadas : el verano propiamente dicho y la del invierno, las mismas que se desarrollan con intermitentes lluvias que a veces son torrenciales.

Con respecto a la zona de Pangoa, puede decirse que desde el punto de vista de apreciación general, su clima oscila entre el cálido seco y el cálido húmedo; los límites máximos de temperatura máxima y mínima a lo largo de toda la zona aseguran un índice calorífico favorables para la vida en general.

#### **2.41 Temperatura**

El clima se presenta cálido y húmedo, registrándose en los días intermedios una temperatura máxima hasta 35°C y una temperatura mínima de 15°C.

### **2.42 Humedad Relativa**

La humedad relativa en esta parte del país alcanza en promedio el 90 %.

### **2.43 Precipitación pluvial**

Las lluvias en esta planicie selvática son interdiarias, presentando ciclos muy considerados (variables); hay épocas en que aumenta muy considerablemente como en el mes de Agosto y se prolongan hasta el mes de Marzo del año siguiente.

Otra veces, la época de mayor precipitación pluvial se manifiesta en Octubre o Noviembre para declinar antes de Mayo.

La precipitación anual fluctúa entre los 1000 y 2000 mm. al año.

El Cuadro Nro. 2-1, muestra datos meteorológicos de la estación de Satipo, proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

### **2.50 Actividad Socio-económica de la población**

Del Censo Nacional de Vivienda y Población, realizado en 1993, se logró recoger información respecto a la actividad socio-económica de la Población de San Martín de Pangoa.

El porcentaje de masculinidad en esta parte del país es de 1.12, lo que indica que de cada 100 mujeres, existen 112 hombres, lo cual indica que existe un buen número de mano de obra masculina para realizar labores extractivas.

Existe un 18.14% de orfandad materna, siendo el grupo de 10 a 44 años el más afectado a este tipo de orfandad, de los cuales, los varones resulta el grupo más afectado ( 55.34 %).

La condición de alfabetismo existente en la zona es como sigue : el 73.70 de la población sabe leer y escribir, mientras que el 26.10 % de la población es analfabeta, lo cual indica que se deberán efectuar campañas de alfabetización para aumentar el índice de alfabetización en la zona.

La distribución de la población de acuerdo al dialecto aprendido durante su niñez es la siguiente: castellano, 63.80%, quechua, 17.70 %, aymara, 1.70 %, otra lengua nativa 16.70 %, lo cual indica que la población se está alfabetizando poco a poco y que aun existe población, específicamente rural, que necesita e aprendizaje del idioma castellano para poderse adaptar más fácilmente a nuestra sociedad.

CUADRO 2.1 : DATOS METEOROLOGICOS DE SAN MARTIN DE PANGOA

<b>SENAMHI</b> <b>OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA</b>												
<b>ESTACION SATIPO / CO-571 / DRE-11</b>				Latitud . : 11 15' "S" Longitud : 74 42' "W" Altitud : 656 MSNM				DPTO.: JUNIN PROV.: SATIPO DIST.: SATIPO				
												AÑO: 1991
PARAMETRO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
T. MEDIA	24,80	24,60	24,80	24,00	24,30	24,10	21,70	21,80	22,70	23,20	23,50	24,70
T. MAX	31,10	30,10	31,50	32,10	30,40	28,60	30,80	32,80	31,90	30,40	31,20	30,50
T. MIN.	16,40	16,10	15,80	16,00	16,00	14,30	13,16	12,80	14,30	14,80	15,70	16,40
PRECIP.(mm)	259,32	254,42	238,65	172,90	124,20	76,25	93,24	61,36	107,71	256,11	179,03	262,47
H.R.	92,20	52,30	92,36	92,12	92,52	92,30	92,50	92,39	92,98	91,65	90,32	92,30
<b>DIRECCION PREDOMINANTE Y VELOCIDAD MAXIMA DEL VIENTO (M/S)</b>												
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1975	SW - 4	SE - 4	E - 4	SE - 6	SE - 6	SE - 4	SE - 8	N - 4	SE - 8	NE - 6	SE - 4	NE - 6

FTE: SENAMHI



Del total de la población mayor de 5 años, el 22 % no ha alcanzado nivel educativo alguno, mientras que el resto ( 78 % ) está distribuido de la siguiente forma : inicial o pre-escolar, 2.64 %, primaria, 69.22 %, secundaria, 23.90 %, superior no universitaria incompleta 1.83 %, superior no universitaria completa, 0.90 %, superior universitaria incompleta, 0.72 %, y superior universitaria completa , 0.79 %.

La religión predominante en la zona es la Católica, ( 78.40 % ), mientras que la religión Evangélica representa el 18.40 de la población. cabe resaltar la misión evangelizadora de la Iglesia Católica y Evangélica, que han mostrado un profundo interés en enseñar la Doctrina Evangélica, y son ellos, quienes muchas veces enseñan a leer y escribir a las comunidades de la selva.

La población económicamente activa se distribuye de la siguiente manera: P.E.A. ocupada, 95.14 %, P.E.A. no ocupada, 4.85 %, Población Económica no activa , 0.01%.

La actividad económica a la cual se dedica la población económicamente activa está distribuida de la siguiente forma : extracción (agricultura, ganadería, caza), 76.62 %, transformación, 3.38 %, y de servicios, 20 %.

Del total de las viviendas, el 71.39 % son casas independientes, y el 25.45 % son viviendas del tipo choza o cabaña.

Respecto al tipo de abastecimiento de agua de la población de San Martín de Pangoa, el 17.60 % se abastece directamente de la red pública, el 9.60 % lo hace de pilones, el 6.80 % de pozos, el 0.50 % de cisternas, mientras que el 65.50 % se abastece del agua de río.

Dentro del abastecimiento de agua mediante la red pública, el 94.60 % se abastece dentro de la vivienda, mientras que el 5.40 % se abastece fuera de la vivienda.

La disposición final de sus desagües está clasificada de la siguiente manera : el 12.90 % está conectado a la red pública, el 2.80 % descarga en acequias o manantiales, y el 84.20 % en pozos negros.

El servicio de alumbrado eléctrico se clasifica de la siguiente forma : el 12.70 % de la población cuenta con servicio de alumbrado público, mientras que el 87.30 no dispone de este servicio.

En los cuadros nos. 2.2 al 2.16 y los gráficos 2.1 al 2.8 se describen algunos aspectos de la clasificación socio-económica del Distrito de San Martín de Pangoa.

CUADRO NRO 2.2 : CARACTERISTICAS DE LA POBLACION - RESUMEN ESTADISTICO

<b>POBLACION TOTAL</b>	20063	<b>RELIGION</b>	
A- HOMBRES	10620	A- CATOLICA	15732
B- MUJERES	9443	B- EVANGELICA	3686
		C- OTRA RELIGION	252
<b>POBLACION DE 5 AÑOS Y MAS</b>	16670		
<b>POBLACION DE 6 AÑOS Y MAS</b>	16031	<b>ESTADO CIVIL</b>	
<b>POBLACION DE 12 AÑOS Y MAS</b>	12132	A- CASADO-CONVIENTE	7012
<b>POBLACION FEMENINA DE 12 AÑOS Y MAS</b>	5570	B- DIVORCIADO-SEPARADO	161
<b>POBLACION DE 15 AÑOS Y MAS</b>	10424	C- SOLTERO	4315
<b>POBLACION FEMENINA DE 15 A 49 AÑOS</b>	4278		
<b>IDIOMA O DIALECTO MATERNO APRENDIDO EN SU NIÑEZ</b>		<b>POB FEM. DE 12 AÑOS Y MAS: NUMERO DE HIJOS NAC. VIVOS</b>	
A- CASTELLANO	10610	A- 0	1595
B- QUECHUA	2940	B- 1-2	1121
C- AYMARA	288	C- 3-5	1361
D- OTRA LENGUA NATIVA	2780	D- 6 Y MAS	1179
E- IDIOMA EXTRANJERO	3		
<b>NIVEL DE EDUCACION ALCANZADO</b>		<b>CONDICION DE ACTIVIDAD (6 AÑOS Y MAS)</b>	
A- PRIMARIA	9037	A- POBLAC. ECON. ACTIVA	6609
B- SECUNDARIA	3125	B- POBLAC. OCUPADA	6288
C- SUP. NO UNIVERSITARIA	360	C- POBLAC. DESOCUPADA	321
D- SUP. UNIVERSITARIA	184	D- POBLAC. ECON. NO ACTIVA	9422
<b>CONDICION DE ALFABETISMO</b>		<b>PEA DE 6 AÑOS Y MAS SEGUN SECTOR DE ACT. ECONOMICA</b>	
A- SABE LEER Y ESCRIBIR	12366	A- EXTRACCION	4353
B- NO SABE LEER Y ESCRIBIR	4378	B- TRANSFORMACION	192
		C- SERVICIOS	1136

FTE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

CUADRO NRO 2.3 : CARACTERISTICAS DE LA VIVIENDA - RESUMEN ESTADISTICO

<b>TOTAL DE VIVIENDAS PARTICULARES</b>	4068	<b>SERVICIOS BASICOS DE LA VIVIENDA</b>	
A- VIVIENDAS OCUPADAS	4051	I.- ABASTECIMIENTO DE AGUA	
B- VIVIENDAS CON PERS. PRESENTES	3891	RED PUBLICA	672
C- VIVIENDAS DESOCUPADAS	17	PILON DE USO PUBLICO	367
		POZO	259
<b>REGIMEN DE TENENCIA DE LA VIVIENDA</b>		CAMION CISTERNA U OTRO	20
A- ALQUILADA	391	RIO, ACEQUIA, MANANTIAL	2507
B- PROPIA	2447		
C- OCUPADA DE HECHO	10	II- SERVICIO HIGIENICO CONECTADO A :	
<b>METERIAL PREDOMINANTE DE LA VIVIENDA</b>		RED PUBLICA	379
PAREDES (MADERA)	1693	POZO NEGRO O CIEGO	2466
TECHOS(CALAMINA, FIBRACEMTO, ETC.)	1782	SOBRE ACEQUIA O CANAL	83
PISOS(TIERRA)	3117	III-SIN SERVICIO HIGIENICO	963
		<b>DISPONIB. DE ALUMBRADO ELECTRICO</b>	
		SI DISPONE	490
		NO DISPONE	3401
		<b>TOTAL DE HOGARES</b>	3977

FTE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO NRO. 2.4 : POBLACION TOTAL, POR AREA URBANA Y RURAL, Y SEXO, SEGUN GRUPOS QUINQUENALES DE EDAD**

GRUPOS QUINQUENALES DE EDAD	TOTAL			URBANO			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
MENORES DE 1 AÑO	602	297	305	155	72	83	447	225	222
DE 1 A 4 AÑOS	2691	1354	1337	636	322	314	2055	1032	1023
DE 5 A 9 AÑOS	3510	1803	1707	964	478	486	2546	1325	1221
DE 10 A 14 AÑOS	2836	1540	1296	795	440	355	2041	1100	941
DE 15 A 19 AÑOS	2087	1107	980	695	365	330	1392	742	650
DE 20 A 24 AÑOS	1665	830	835	481	235	246	1184	595	589
DE 25 A 29 AÑOS	1562	820	742	465	230	235	1097	590	507
DE 30 A 34 AÑOS	1383	731	652	454	237	217	929	494	435
DE 35 A 39 AÑOS	1014	538	476	346	189	157	668	349	319
DE 40 A 44 AÑOS	790	466	324	240	158	82	550	308	242
DE 45 A 49 AÑOS	600	331	269	190	96	94	410	235	175
DE 50 A 54 AÑOS	407	234	173	120	63	57	287	171	116
DE 55 A 59 AÑOS	296	185	111	86	52	34	210	133	77
DE 60 A 64 AÑOS	256	171	85	84	57	27	172	114	58
DE 65 A MAS AÑOS	364	213	151	113	62	51	251	151	100

FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO NRO. 2.5 : POBLACION TOTAL, POR SEXO, GRUPOS DE EDAD, SEGUN CONDICION DE ORFANDAD MATERNA**

CONDICION DE ORFANDAD MATERNA	POBLACION			0 A 4 AÑOS	5 A 9 AÑOS	10 A 19 AÑOS	20 A 44 AÑOS	45 A 64 AÑOS	65 Y MAS AÑOS
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES						
HUERFANO	3639	2014	1625	21	94	357	1822	1045	300
NO HUERFANO	16047	8399	7648	3173	3354	4506	4484	477	53
IGNORADO	377	207	170	99	62	60	108	37	11

FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO 2.6 : POBLACION DE 5 AÑOS Y MAS, POR SEXO, GRUPOS DECENALES DE EDAD, SEGUN IDIOMA O DIALECTO MATERNO APRENDIDO EN SU NIÑEZ**

IDIOMA O DIALECTO MATERNO APRENDIDO EN SU NIÑEZ	POBLACION			GRUPOS DECENALES DE EDAD						
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	5 A 14 AÑOS	15 A 25 AÑOS	25 A 34 AÑOS	35 A 44 AÑOS	45 A 54 AÑOS	55 A 64 AÑOS	65 Y MAS AÑOS
DISTRITO PANGO A	16770	8969	7801	6346	3752	2945	1804	1007	552	364
CASTELLANO	10610	5845	4765	4795	2514	1674	870	426	217	114
QUECHUA	2940	1551	1389	235	479	740	602	435	254	195
AYMARA	286	155	131	103	63	52	37	18	8	5
OTRA LENGUA NATIVA	2780	1340	1440	1160	665	449	278	115	70	43
IDIOMA EXTRANJERO	3	1	2	1	1	1	0	0	0	0
NO ESPECIFICADO	151	77	74	52	30	29	17	13	3	7

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO 2.7 : POBLACION DE 5 AÑOS Y MAS, POR SEXO, GRUPOS DE EDAD, SEGUN ASISTENCIA A UN CENTRO EDUCATIVO DE ENSEÑANZA REGULAR**

ASISTENCIA A UN CENTRO EDUCATIVO DE ENSEÑANZA REGULAR	POBLACION			GRUPOS DECENALES DE EDAD						
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	5 A 14 AÑOS	15 A 25 AÑOS	25 A 34 AÑOS	35 A 44 AÑOS	45 A 54 AÑOS	55 A 64 AÑOS	65 Y MAS AÑOS
DISTRITO PANGO A	16770	8969	7801	3510	2836	2087	3227	2397	2349	364
ASISTE ACTUALMENTE	6642	3605	3037	2443	2323	1027	512	230	92	15
NO ASISTE PERO ASISTIO	7324	4265	3059	347	366	872	2351	1762	1468	158
NUNCA ASISTIO	2804	1099	1705	720	147	188	364	405	789	191

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO 2.8 : POBLACION DE 5 AÑOS Y MAS, POR SEXO, GRUPOS DE EDAD, SEGUN SEGUN CONDICION DE ALFABETISMO**

NIVEL DE EDUCACION ALCANZADO	POBLACION			GRUPOS DECENALES DE EDAD						
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	5 A 14 AÑOS	15 A 25 AÑOS	25 A 34 AÑOS	35 A 44 AÑOS	45 A 54 AÑOS	55 A 64 AÑOS	65 Y MAS AÑOS
DISTRITO PANGO A	16770	8969	7801	3510	2836	2087	3227	2397	2349	364
SABE LEER Y ESCRIBIR	12366	7130	5236	1949	2537	1800	2717	1863	1360	140
NO SABE LEER Y ESCRIBIR	4378	1828	2550	1543	298	286	506	533	989	223
NO ESPECIFICADO	26	11	15	18	1	1	4	1	0	1

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO 2.9 : POBLACION DE 5 AÑOS Y MAS, POR SEXO, GRUPOS DE EDAD, SEGUN SEGUN NIVEL DE EDUCACION ALCANZADO**

NIVEL DE EDUCACION ALCANZADO	POBLACION			GRUPOS DECENALES DE EDAD						
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	5 A 14 AÑOS	15 A 25 AÑOS	25 A 34 AÑOS	35 A 44 AÑOS	45 A 54 AÑOS	55 A 64 AÑOS	65 Y MAS AÑOS
DISTRITO PANGO A	16770	8969	7801	3510	2836	2087	3227	2397	2349	364
NINGUN NIVEL	3336	1296	2040	851	178	234	438	487	931	217
INICIAL O PRE ESCOLAR	344	175	169	300	13	4	9	8	9	1
PRIMARIA	9037	4950	4087	2224	2154	812	1455	1190	1080	122
SECUNDARIA	3125	2018	1107	0	419	952	981	538	219	16
SUP NO UNIVERS. INCOMPLETA	240	135	105	0	0	41	149	42	8	0
SUP NO UNIVERS. COMPLETA	120	66	54	0	0	1	64	35	20	0
SUP. UNIVERS. INCOMPLETA	90	56	34	0	0	6	48	23	13	0
SUP. UNIVERS. COMPLETA	94	66	28	0	0	0	32	41	20	1
NO ESPECIFICADO	384	207	177	135	72	37	51	33	49	7

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

CUADRO 2.10 : POBLACION DE 6 ANOS Y MAS, POR SEXO, GRUPOS DE EDAD  
SEGUN SU PROFESION U OFICIO

PROFESION U OFICIO	POBLACION			GRUPOS DE EDAD					
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	6 A 14 ANOS	15 A 19 ANOS	20 A 29 ANOS	30 A 44 ANOS	45 A 64 ANOS	65 Y MAS ANOS
DISTRITO PANGOA	16031	8579	7452	5605	2087	3227	3187	1559	366
ARQUITECTOS, INGENIEROS Y AFINES	10	10	0	0	0	5	3	2	0
PROF. CIENC. BIOLÓG. Y AFINES	18	16	2	0	0	2	15	0	1
MEDICOS Y PROF. AFINES(EXC. ENFERM.)	10	4	6	0	0	9	1	0	0
PROFESORES	155	76	79	0	0	81	67	7	0
PROF. DERECHO, CIENC. ECON. Y ADM.	14	9	5	0	0	5	6	3	0
PROF. C. SOCIALES, HUMANAS Y RELIG.	2	1	1	0	0	0	2	0	0
ESCRITORES, ARTISTAS	4	4	0	0	2	2	0	0	0
OTRAS PROFESIONES	7	4	3	0	0	1	3	3	0
TECN. EN CIENC. FIS., QUIM., EST. E INF.	2	1	1	0	0	2	0	0	0
TECN. EN ELECTRIC., ELECTRO. ING.	9	9	0	0	0	1	6	1	1
TECN. EN C. BIOLÓG., AGRON., ZOOLOG.	23	21	2	0	0	13	9	1	0
TEC. NIV. MED. DE MEDIC. MOD. Y SALUD	26	9	17	0	1	12	13	0	0
TEC. EN NAVEG. MARITIMA Y AERONAUT.	2	2	0	0	1	0	1	0	0
OPERADORES DE EQ. ELECT. Y OPTICOS	2	2	0	0	0	0	1	1	0
TECN. EN ECON., ADM. DE EMP., DER.	12	6	6	0	0	6	4	2	0
TECN. NIV. MEDIO DE ACT., ARTIST., ESPECT.	6	5	1	0	0	5	0	0	1
SECRET., TELEF. Y OTROS TECN. NIV. MEDIO	17	4	13	0	1	11	4	1	0
OTROS TECNICOS	3	1	2	2	0	0	1	0	0
TECNICO NO ESPECIALIZADO	1	1	0	0	0	1	0	0	0
TRAB. CALIF. DE CULT. Y TRAB. ASIMIL.	2840	2751	89	52	266	848	953	583	138
OPERARIOS DE LA CONST. Y AFINES	64	64	0	0	1	12	35	12	4
SOLDADORES, HERREROS Y AFINES	5	5	0	0	0	1	2	2	0
MECANICOS	30	30	0	0	2	12	11	5	0
MECAN. DE PRES., ARTES Y AFINES	6	4	2	0	0	3	2	1	0
OBR. Y OPER. DEL PROC. DE ALIM. Y AFINES	7	7	0	0	2	0	4	1	0
EBANISTAS Y OPER. DE MAQ. Y AFINES	32	31	1	0	0	13	12	7	0
OPER. DE LOS TEXTILES Y AFINES	31	8	23	0	1	9	8	10	3
CONDUCTORES DE VEHIC. DE MOTOR	79	79	0	0	3	20	47	8	1
OPER. MAQ. AGRIC.	3	3	0	0	0	0	3	0	0
TRAB. DE SERV. PERS. Y SEGURIDAD	29	5	24	0	3	13	9	3	1
OTROS OFICIOS	89	82	7	4	46	26	5	7	1
OFICIOS NO ESPECIFICADOS	7	5	2	6	0	0	0	1	0
NO ESPECIFICADO	59	32	27	17	11	16	13	2	0
SIN PROFESION U OFICIO	12427	5288	7139	5524	1747	2098	1947	896	215

FTR. CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

CUADRO 2.11 : POBLACION TOTAL, POR SEXO, GRANDES GRUPOS DE EDAD,  
SEGUN RELIGION QUE PROFESA

RELIGION QUE PROFESA	POBLACION			GRUPOS DE EDAD					
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	0 A 11 ANOS	12 A 14 ANOS	15 A 29 ANOS	30 A 44 ANOS	45 A 64 ANOS	65 Y MAS ANOS
DISTRITO PANGOA	20063	10620	9443	7931	1708	5314	3187	1559	364
CATOLICA	15732	8363	7369	6111	1411	4232	2501	1192	285
EVANGELICA	3686	1920	1766	1540	236	911	598	329	72
OTRA RELIGION	252	123	129	101	29	59	41	19	3
NINGUNA	259	136	123	97	30	87	33	9	3
NO ESPECIFICADO	134	78	56	82	2	25	14	10	1

FIE. CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

CUADRO 2.12 : POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA DE 15 AÑOS Y MAS, POR CATEGORIA DE OCUPACION, SEGUN RAMA DE ACTIVIDAD ECONOMICA

RAMA DE ACTIVIDAD ECONOMICA	TOTAL	OBRE-RO	EM-PLEA-DO	TRAB. INDEP.	EMPLE. O PATR.	TRABAJ. FAMNO. REMUN.	TRABAJ. DEL HOGAR	NO ESPEC.	BUSCAN-DO TRAB. POR PRIM. VEZ
DISTRITO PANGOA	6100	559	322	3254	267	1050	224	377	928
AGRIC_GANAD_CAZA SELVIC.	4083	413	19	2596	205	850	0	0	432
IND. MANUFATURERAS	148	22	7	88	3	28	0	0	29
SUMIN. ELECT_GAS Y AGUA	4	0	4	0	0	0	0	0	4
CONSTRUCCION	30	15	1	11	1	2	0	0	16
COM.REP.AUTOM.MOTOC.EFECT.P.	434	10	19	327	37	41	0	0	29
HOTELES Y RESTAURANTES	57	6	9	35	5	2	0	0	15
TRANSP._ALMAC Y COMUNICAC.	119	16	31	50	4	18	0	0	47
INTERMED. FINANCIERA	2	2	0	0	0	0	0	0	2
ACT. INMOBIL. EMPRES. Y ALQUIL.	19	4	9	4	1	1	0	0	13
ADM.PUB. Y DEFENSA, P.SEG.SOC.	47	8	39	0	0	0	0	0	47
ENSEÑANZA	148	0	142	4	1	1	0	0	142
SERV. SOCIALES Y DE SALUD	11	0	3	8	0	0	0	0	3
OTRAS ACT. SERV. COMUN. SOC. Y P.	38	0	16	20	2	0	0	0	16
HOGARES PRIV. CON SERV. DOMEST.	224	0	0	0	0	0	224	0	0
NO ESPECIFICADO	689	63	23	111	8	107	0	377	86
BUSCANDO TRAB. POR PRIMERA VEZ	47	0	0	0	0	0	0	0	47

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

CUADRONRO 2.13: VIVIENDAS PARTICULARES, POR CONDICION DE OCUPACION, SEGUN TIPO DE VIVIENDA

TIPO DE VIVIENDA	TOTAL	CONDICION DE OCUPACION							
		OCUPADA				DESOCUPADA			
		TOTAL	CON PERS. PRES.	CON PERS. AUSENT.	USO OCA-SIONAL	TOTAL	ALQUIL O VENTA	REPA-RACION	OTRA FORMA
DISTRITO PANGOA	4068	4051	3891	148	12	17	8	5	4
CASA INDEPENDIENTE	2904	2887	2765	114	8	17	8	5	4
DEPARTAM. EN EDIFICIO	5	5	5	0	0	0	0	0	0
VIVIENDA EN QUINTA	39	39	39	0	0	0	0	0	0
VIVIENDA EN CASA DE VECINDAD	62	62	59	3	0	0	0	0	0
CHOZA O CABAÑA	1035	1035	1000	31	4	0	0	0	0
VIVIENDA IMPROVISADA	8	8	8	0	0	0	0	0	0
LOCAL NO DEST. PARA HAB. HUM.	14	14	14	0	0	0	0	0	0
OTRO TIPO	1	1	1	0	0	0	0	0	0

FIG.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO NRO. 2.14: VIVIENDAS PARTICULARES CON OCUPANTES PRESENTES, POR TIPO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, SEGUN TIPO DE VIVIENDA**

TIPO DE VIVIENDA	TIPO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA							
	TOTAL	RED PUBLICA DENTRO DE LA VIVIENDA	RED PUB. FUERA DE LA VIV. DENTRO DEL EDIFICIO	PILON DE USO PUBLICO	POZO	CAMION CISTERNA U OTRO	RIO ACEQUIA MANATIAL	OTRO
DISTRITO PANGOÁ	3891	636	36	367	259	20	2504	69
CASA INDEPENDIENTE	2765	570	0	312	145	13	1662	63
DEPARTAMENTO EN EDIFICIO	5	4	1	0	0	0	0	0
VIVIENDA EN QUINTA	39	39	0	0	0	0	0	0
VIVIENDA EN CASA DE VECINDAD	59	20	30	6	1	0	2	0
CHOZA O CABAÑA	1000	0	0	47	112	7	830	4
VIVIENDA IMPROVISADA	8	0	3	1	0	0	3	1
LOCAL NO DEST. PARA HAB.HUMANA	14	3	2	1	0	0	7	1
OTRO TIPO	1	0	0	0	1	0	0	0

FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO NRO. 2.15: VIVIENDAS PARTICULARES CON OCUPANTES PRESENTES, POR DISPONIBILIDAD DE SERVICIO HIGIENICO, SEGUN TIPO DE VIVIENDA**

TIPO DE VIVIENDA	CON SERVICIO HIG. CONECTADO A :					
	TOTAL	RED PUBLICA DENTRO DE LA VIVIENDA	RED. PUB. FUERA DE LA VIV. DENTRO DEL EDIFICIO	POZO NEGRO O CIEGO	SOBRE ACEQUIA O CANAL	SIN SERVICIO HIGIENICO
DISTRITO PANGOÁ	3891	275	104	2466	83	963
CASA INDEPENDIENTE	2765	237	84	1721	72	651
DEPARTAMENTO EN EDIFICIO	5	3	2	0	0	0
VIVIENDA EN QUINTA	39	19	1	19	0	0
VIVIENDA EN CASA DE VECINDAD	59	14	15	24	0	6
CHOZA O CABAÑA	1000	0	0	691	11	298
VIVIENDA IMPROVISADA	8	0	1	3	0	4
LOCAL NO DEST. PARA HAB.HUMANA	14	2	1	8	0	3
OTRO TIPO	1	0	0	0	0	1

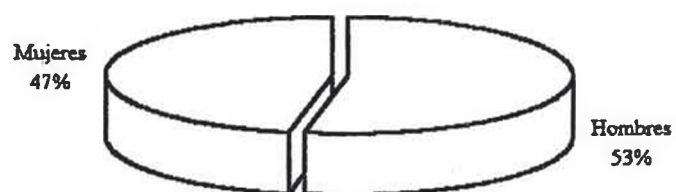
FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**CUADRO NRO. 2.16: VIVIENDAS PARTICULARES CON OCUPANTES PRESENTES, POR DISPONIBILIDAD DE ALUMBRADO ELECTRICO, SEGUN TIPO DE VIVIENDA**

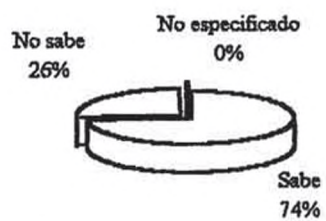
TIPO DE VIVIENDA	TOTAL	ALUMBRADO ELECTRICO	
		SI DISPONE	NO DISPONE
DISTRITO PANGOÁ	3891	490	3401
CASA INDEPENDIENTE	2765	403	2362
DEPARTAMENTO EN EDIFICIO	5	1	4
VIVIENDA EN QUINTA	39	18	21
VIVIENDA EN CASA DE VECINDAD	59	22	37
CHOZA O CABAÑA	1000	41	959
VIVIENDA IMPROVISADA	8	1	7
LOCAL NO DEST. PARA HAB.HUMANA	14	4	10
OTRO TIPO	1	0	1

FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

**Gráfico 2.1 :**  
**Porcentaje de la Población**

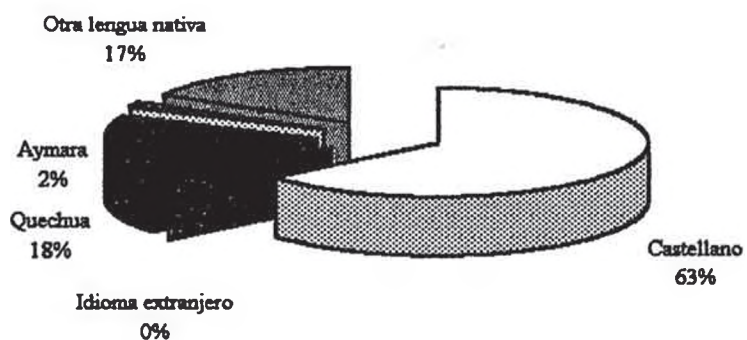


**Gráfico 2.2 :**  
**Condición de alfabetismo de la población**

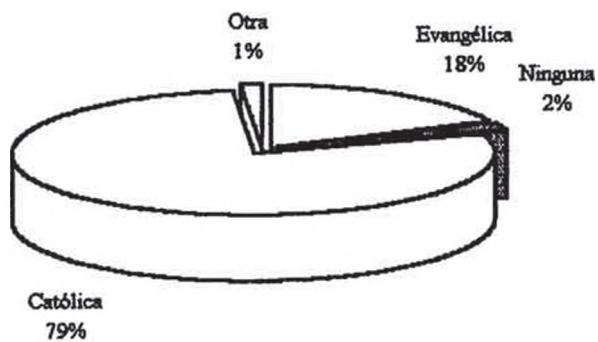




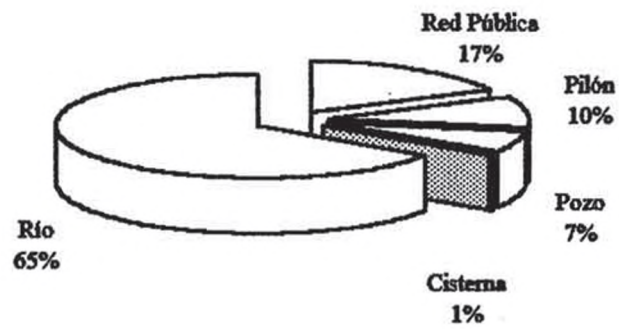
**Gráfico 2.3 :**  
**Idioma o dialecto materno aprendido en la niñez**



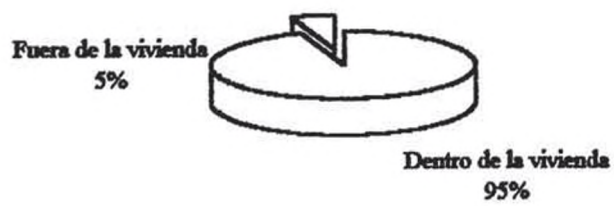
**Gráfico 2.4 :**  
**Religión que profesa la población**



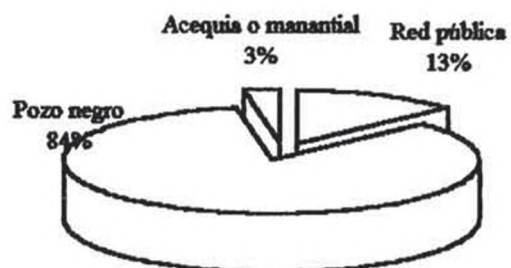
**Gráfico 2.5 :**  
**Abastecimiento de agua de la población**



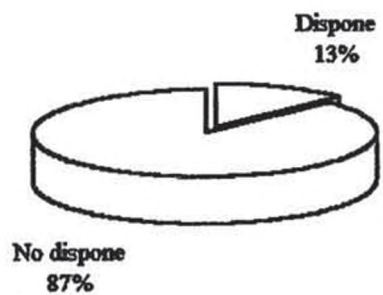
**Gráfico 2.6 :**  
**Abastecimiento de agua de la Red Pública**



**Gráfico 2.7 :  
Disponibilidad del Servicio Higiénico**



**Gráfico 2.8 :  
Servicio de Alumbrado Público**



## **2.60 Aspecto Urbano, vías de acceso y servicios públicos**

### **2.61 Aspecto Urbano**

Respecto al aspecto urbano de la ciudad de San Martín de Pangoa, Anexo San Ramón y el Anexo Chavini, no cuentan con un Plan Regulador, por lo que su crecimiento ha resultado un poco desordenado, limitándose a realizar un manzaneo solo teniendo en cuenta ( en su mayoría de casos ) habilitaciones para vivienda, no habiéndose planificado habilitaciones de uso comercial, e industrial; esto es debido al crecimiento que han experimentado las respectivas ciudades en mención a lo largo de estos años.

### **2.62 Vías de acceso**

El Distrito de Pangoa se encuentra a 12 horas de viaje en ómnibus desde la ciudad de Huancayo y a 1 hora de viaje desde la ciudad de Satipo. La distancia entre estas dos ciudades es de 36 Km. El acceso al Distrito es por medio de la carretera

La Marginal de la Selva, el cual se encuentra en regular estado de conservación.

En la ciudad de Satipo, capital de la Provincia, existe un campo de aterrizaje cuya extensión es de 800 mt. de longitud y 700 mt. de ancho, el cual permite emplear la ruta aérea para poder comunicar estas ciudades con el resto del país.

### **2.63 Servicios Públicos**

En la ciudad de San Martín de Pangoa, Anexo San Ramón y Anexo Chavini, se cuentan con los siguientes servicios públicos :

- Seguridad Social
- Puesto Policial
- Centro Educativo Inicial
- Centro Educativo Primaria y secundaria
- Instituto Superior Tecnológico San Ramón de Pangoa
- Instituto Superior tecnológico San Martín de Pangoa
- Iglesia y Centro Parroquial
- Cooperativa Cafetalera
- Mercados

### **3.0 Datos de Diseño**

#### **3.1 Período de Diseño**

Se denomina Período de Diseño al tiempo durante el cual las instalaciones y estructuras del proyecto cumplen en forma eficiente y satisfactoria la finalidad para la que fueron diseñadas. Es evidente que al final del Período de diseño se deberán efectuar reformas, ampliaciones, nuevos estudios y reprogramaciones necesarias según se crea conveniente.

##### **3.1.1 Criterios para determinar el Período de Diseño.**

###### **3.1.1a Criterio: Tiempo-Población**

De acuerdo a este criterio, se deberá fijar primero el Período de diseño y después se calcula la población futura al término de dicho Período.

###### **3.1.1b Criterio: Población-Tiempo**

Según este criterio, primero se asume una población futura y luego se calcula el tiempo en que dicha población será real. La utilización de este criterio es para grandes ciudades de gran desarrollo.

Para nuestro estudio, aplicaremos el criterio de Tiempo-Población, debido a que más se ajusta a las características del proyecto, desde el punto de vista de que San Martín de Pangoa es una ciudad joven y en desarrollo.

##### **3.1.2 Factores de Importancia en la determinación del Período de diseño:**

###### **3.1.2a Durabilidad o vida útil de las instalaciones**

Dependerá de la resistencia física del material a factores adversos por desgaste u obsolescencia. Todo material se deteriora con el uso y con el tiempo, pero su resistencia a los esfuerzos y daños a los cuales estará sometido es variable, dependiendo de las características del material empleado. Siendo un sistema de abastecimiento de agua una obra muy compleja, constituida por obras de concreto, metálicas, tuberías, estaciones de bombeo, etc., cuya resistencia física es variable, no es posible pensar en períodos de diseño uniformes.

###### **3.1.2b Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones**

La fijación de un Período de diseño está íntimamente ligado a factores económicos. Por ello, el analizar uno cualquiera de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua, la asignación de un Período de diseño ajustado a criterios económicos estará regido por la dificultad o facilidad de su construcción (costos) que inducirán a mayores o

menores períodos de inversiones nuevas, para atender a las demandas que el crecimiento poblacional obliga.

Asimismo, puede entenderse que existen componentes del sistema que pueden construirse por etapas (estanques, plantas de tratamiento, etc.) previendo su desarrollo con el crecimiento de la demanda, pero que no necesariamente representan una unidad indivisible desde su inicio.

### **3.1.2c Tendencias de crecimiento de la población**

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

Un sistema de abastecimiento de agua debe ser capaz de propiciar y estimular ese desarrollo, no de frenarlo, pero el sistema de abastecimiento de agua es un servicio cuyos costos deben ser retribuidos por los beneficiarios, pudiendo resultar en costos muy elevados si se toman períodos muy largos para ciudades con desarrollos muy violentos, con lo cual podría proporcionarse una quiebra administrativa.

Esto nos induce a señalar que de acuerdo a las tendencias de crecimiento de la población es conveniente elegir períodos de diseño más largos para crecimientos lentos y viceversa.

### **3.1.2d Posibilidades de financiamiento y rata de interés**

Las razones de Durabilidad y resistencia al desgaste físico es indudable que representa un factor importante para el mejor diseño, pero, adicionalmente habrá que hacer esas estimaciones de interés y de costo capitalizado para que pueda aprovecharse más útilmente la inversión hecha. Esto implica el conocimiento del crecimiento poblacional y la fijación de una capacidad de servicio del sistema para diversos años futuros, con lo cual se podría optar un período óptimo de obsolescencia, al final del cual se requeriría una nueva inversión o una ampliación del sistema actual.

No parece lógico la utilización de períodos de diseño generalizados, cuando existen una serie de variables que hacen de cada caso una situación particular.

### **3.1.3 Rango de valores**

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el período de diseño aconsejable. A continuación se indican algunos rangos de valores asignados a los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua.

#### **3.1.3a Fuentes superficiales**

- Sin regulación: Debe proveer un caudal mínimo para un período de 20-30 años.

- Con regulación: Las capacidades de embalse deben basarse en registros de escorrentía ; de 20-30 años.

### **3.1.3b Fuentes subterráneas**

El acuífero debe ser capaz de satisfacer la demanda para una población futura de 20 a 30 años, pero su aprovechamiento puede ser por etapas, mediante la perforación de pozos con capacidad dentro de períodos de diseño menores ( 10 años)

### **3.1.3c Obras de captación**

Dependiendo de la magnitud e importancia de la obra se podrán utilizar períodos de diseño entre 20 y 40 años

- Diques - tomas : 15 - 25 años
- Diques - Represas : 30 50 años

### **3.1.3d Estaciones de bombeo**

Se entiende por estación de bombeo a los edificios, equipos, bombas, motores, accesorios, etc.

A las bombas y motores con una Durabilidad relativamente corta y cuya vida se acorta en muchos casos por razones de un mantenimiento deficiente, conviene asignarles períodos de diseño entre 10 y 15 años.

Las instalaciones y edificios pueden ser diseñados, tomando en cuenta las posibilidades de ampliaciones futuras y con períodos de diseño entre 20 a 25 años.

### **3.1.3e Líneas de aducción**

Dependerá mucho de la magnitud, diámetro, dificultades de ejecución de obra, costos, etc., requiriendo en algunos casos de un análisis económico. En general, un período aconsejable de diseño está entre 20 y 40 años.

### **3.1.3f Plantas de tratamiento**

Generalmente se da flexibilidad para desarrollarse por etapas, lo cual permite estimar períodos de diseño de 10 a 15 años, con posibilidades de ampliaciones futuras para períodos similares.

### **3.1.3g Estanques de almacenamiento**

De concreto : 30 - 40 años

Los estanques de concreto permiten también su construcción por etapas, por lo cual los proyectos deben contemplar la posibilidad de desarrollo parcial.

### **3.1.3h Redes de Distribución**

Las redes de distribución deben diseñarse para el completo desarrollo del área que sirven. Generalmente se estiman períodos de diseño de 20 años, pero cuando la magnitud de la obra lo justifique estos períodos pueden hacerse mayores : 30 - 40 años.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, con respecto al período de diseño, nos dice lo siguiente:

<b>Población</b>	<b>P. Diseño</b>
2,000 - 20,000 hab.	15 años
Mayores de 20,000 hab.	10 años

Se utilizará un período de diseño de 15 años, por considerarlo como un promedio de los utilizados para las diversas obras a ejecutar; la elección de un período de diseño mayor se vería reflejado en estructuras de mayores dimensiones, con mayor capacidad ociosa y mayor costo, por lo que se optó por seleccionar el período de diseño antes mencionado.

## **3.2 Población**

De los Censos Nacionales de Población y Vivienda del año de 1993, se logró obtener información acerca de la población del Distrito de Pangoa, el cual era de 20,063 habitantes, de los cuales el 29 % de la población es urbana y el 71 % es población rural. Además se ha obtenido información de la evolución de la población en este distrito para los años siguientes : 1972, 1981 y 1993, correspondiente a los censos nacionales realizados en años mencionados.

En el Cuadro nro. 3.1 se puede apreciar la evolución de la población en los años descritos anteriormente, información obtenida en el Instituto Nacional de Estadística e Informática.



CUADRO NRO. 3.1 : DATOS CENSALES DE LOS AÑOS 1961, 1972, 1981, 1993

**POBLACION NACIONAL**

AÑO	TOTAL	CREC. INTERC.
1940	6207967	
1961	9906746	2,20%
1972	13538208	2,90%
1981	17005210	2,50%
1993	22128466	2,20%

FIE: INEI

**CENSOS NACIONALES AÑO 1961**

	TOTAL			URBANO			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
DPTO. JUNIN	546662								
DIST. SATIPO	13667	8349	5318	2499	1581	918	11168	6768	4400

**CENSOS NACIONALES AÑO 1972**

	TOTAL			URBANO			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
DPTO. JUNIN	696641	349036	347605	414751	204949	209802	281890	144087	137803
PROV. SATIPO	37660	21375	16285	7926	4473	3453	29734	16902	12832
DIST. PANGO	7481	4160	3321	567	331	236	6914	3829	3085

**CENSOS NACIONALES AÑO 1981**

	TOTAL			URBANO			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
DPTO. JUNIN	852238	426526	425712	510662	252547	258115	341576	173979	167597
PROV. SATIPO	66901	36703	30198	15403	8018	7385	51498	28085	23413
DIST. PANGO	17260	9372	7888	1452	785	667	15808	8587	7221

**CENSOS NACIONALES AÑO 1993**

	TOTAL			URBANO			RURAL		
	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
DPTO. JUNIN	1035841	514222	521619	678231	332829	345422	357590	181383	176207
PROV. SATIPO	94250	49781	44469	27410	14177	13233	66840	35604	31236
DIST. SATIPO	23605	12160	11445	13628	6829	6799	9977	5331	4646
DIST. COVILARI	3457	1864	1593	142	74	68	3315	1790	1525
DIST. LLAYLLA	3168	1704	1464	250	139	111	2918	1565	1353
DIST. MAZAMARI	12487	6723	5764	5889	3234	2655	6598	3489	3109
DIST. P. HERMOSA	3543	1845	1698	209	118	91	3334	1727	1607
DIST. PANGO	20063	10620	9443	5824	3056	2768	14239	7564	6675
DIST. RIO NEGRO	18772	10166	8606	771	414	357	18001	9752	8249
DIST. TAMBO	9155	4699	4456	597	313	284	8558	4386	4172

FIE.: CENSOS NACIONALES DE 1993 - INEI

### **3.2.1 Aspecto Demográfico del Distrito de San Martín de Pangoa , San Ramón de Pangoa , y el Anexo Chavini.**

En el Distrito de Pangoa, según datos del I.N.E.I., se estima que existe en 1993 un total de 4068 viviendas, lo que arroja una densidad de 4.93 habitantes por vivienda. Sin embargo, a nivel de la zona en estudio, el número de viviendas solo llegó a 1717 y la densidad es mayor, llegando a 6.12 habitantes por vivienda.

De los planos de catastro de la ciudad de San Martín de Pangoa, Anexo San Ramón y Anexo Chavini, se desprende la siguiente información:

La ciudad de San Martín de Pangoa cuenta con 890 lotes, de los cuales 737 se encuentran ocupados y 153 desocupados; el Anexo de San Ramón cuenta con 725 lotes, de los cuales 514 se encuentran ocupados y 211 se encuentran desocupados; y el Anexo Chavini tiene 102 lotes, de los cuales 81 se encuentran ocupados y 21 desocupados.

En la relación de manzanas y lotes se describe la distribución de las viviendas por manzanas en base a los planos de catastro existentes.

El crecimiento poblacional que experimenta la ciudad es en forma horizontal, debido a sus características geográficas; por lo que se diseñará tomando en cuenta la totalidad de lotes en la zona, incluyendo aquellos que no se encuentran habitados, ya que a medida que se empiecen las obras, los pobladores dejarán de vivir en el campo o en terrenos no habilitados para vivienda y se mudarán , para poder contar servicios básicos, como los de agua potable y desagüe.

### **3.2.2 Determinación de la población de diseño**

Para determinar la población de diseño existen diversos métodos. Para el presente estudio se emplearán métodos matemáticos y métodos gráficos de elección de población.

#### **3.2.2.1 Métodos Matemáticos**

##### **3.2.2.1a Método Aritmético**

Basado en la siguiente ecuación:

$$Pf = Po * ( 1 + r * t )$$

Donde :

Pf : Población futura  
Po : Población inicial  
r : Tasa de crecimiento  
t : tiempo en años

CUADRO 3.2 : RELACION DE MANZANAS Y LOTES

ANEXO : CHAVINI						
MZ.	TOTAL	OCUP.	DESOC.	INSTITUCIONES	NRO.	LOTES OCUPADOS USO VIVIENDA
H	2	2	0			2
I	9	9	0			9
J	14	14	0			14
A	14	14	0	PTO POLICIAL	1	13
AI	12	7	5			7
E	8	5	3			5
F	4	3	1	C. SALUD	1	2
C	12	9	3	IGLESIA	1	8
G	8	3	5			3
B	12	8	4	C. CIVICO	1	7
D	7	7	0			7
TOTAL	102	81	21		4	77
SAN RAMON DE PANGOA						
MZ.	TOTAL	OCUP.	DESOC.	INSTITUCIONES	NRO.	LOTES OCUPADOS USO VIVIENDA
F'	2	2	0			2
G'	10	10	0			10
H'	7	7	0	C. E. INICIAL	1	6
I'	13	13	0			13
E	12	6	6			6
D'	16	9	7			9
C'	12	12	0			12
B'	14	14	0			14
A'	12	12	0			12
Z	10	10	0			10
M	12	4	8			4
N	14	14	0			14
N	12	12	0			12
O	14	14	0			14
P	11	11	0			11
LL	14	3	11			3
L	16	15	1			15
K	17	17	0			17
J	18	18	0			18
C.E.	1	1	0			1
IGLESIA	1	1	0	IGLESIA	1	0
L.COM.	1	1	0	LOCAL COMUNAL	1	0
A	13	6	7			6
B	17	10	7			10
C	17	14	3			14
MERCADO	1	1	0	MERCADO	1	0
D	18	11	7			11
E	14	10	4			10
F	16	10	6			10
G	16	13	3			13
H	16	16	0			16
I	16	16	0			16
O	13	13	0			13
R	14	14	0			14
I.S.T.	1	1	0	INSTITUTO	1	0
S	14	6	8			6
T	14	2	12			2
Y	8	8	0			8
X	16	16	0			16
W	16	13	3			13
V	16	8	8			8
U	16	4	12			4
J'	16	16	0			16
K'	16	12	4			12

L'	16	7	9			7
O'	7	7	0			7
N'	14	7	7			7
M'	14	6	8			6
O'	14	5	9			5
P'	14	4	10			4
A1	18	10	8			10
A2	18	11	7			11
B1	18	9	9			9
C1	16	11	5			11
D1	16	4	12			4
E1	16	6	10			6
E2	1	1	0	CEMENTERIO	1	0
TOTAL	725	514	211		6	508

**SAN MARTIN DE PANGOA**

MZ.	TOTAL	OCUP.	DESOC.	INSTITUCIONES	NRO.	LOTES OCUPADOS USO VIVIENDA
23	17	17	0			17
22	16	16	0			16
C	16	14	2			14
K	16	10	6			10
R	16	6	10			6
18	21	21	0			21
17	18	18	0			18
D	18	16	2			16
S	18	9	9			9
13	20	20	0			20
12	18	18	0			18
E	18	18	0			18
M	13	13	0	IGLESIA	1	12
T	9	0	9	COMPLEJO DEP.	1	-1
8	20	20	0			20
F	16	16	0			16
N	17	14	3			14
U	1	1	0	I.P.S.S.	1	0
4	18	18	0			18
G	13	11	2			11
O	16	12	4			12
V	16	0	16			0
4A	21	21	0			21
24	17	17	0			17
25	17	17	0			17
26	28	28	0			28
21	30	30	0			30
20	17	17	0			17
19	20	20	0			20
14	20	20	0			20
16	30	30	0			30
11	30	30	0			30
10	19	19	0	IGLESIA	1	18
9	20	20	0			20
7	26	26	0			26
6	1	1	0	MERCADO	1	0
PARQUE	1	1	0	PARQUE	1	0
PARQUE	1	1	0	PARQUE	1	0
5	18	18	0			18
5A	13	13	0			13
1	13	13	0			13
2	24	24	0			24
2A	12	10	2			10
3A	14	14	0			14
3B	14	12	2			12
A	16	10	6			10
3C	13	9	4			9
B	16	14	2			14

C	16	11	5			11
D	14	13	1			13
E	1	1	0	EDUCACION	1	0
F	16	14	2			14
G	16	11	5			11
H	14	9	5			9
I	16	14	2			14
J	16	14	2			14
K	16	13	3			13
3D	14	8	6			8
3E	14	9	5			9
3F	14	6	8			6
B1	26	24	2			24
B2	22	22	0			22
B3	12	11	1			11
B4	7	6	1	LOCALES PUBLICOS	6	0
B5	6	5	1	COOP CAFETALERA	1	4
B6	13	8	5			8
B7	7	7	0			7
B8	5	4	1			4
B9	29	27	2			27
B10	14	13	1			13
C1	16	16	0			16
C2	16	15	1			15
C3	16	16	0			16
C4	16	12	4			12
C5	16	16	0			16
C6	16	14	2			14
C7	14	11	3			11
C8	14	11	3			11
C9	14	10	4			10
C10	6	6	0			6
C11	8	4	4			4
C12	32	23	9			23
C13	22	15	7			15
D1	14	12	2			12
D2	14	11	3			11
D3	16	14	2			14
D4	16	11	5			11
D5	16	13	3			13
D6	16	12	4			12
D7	16	14	2			14
D8	16	11	5			11
D9	14	10	4			10
D10	14	11	3			11
D11	22	13	9			13
TOTAL	890	737	153	0	11	726
<b>RESUMEN GENERAL</b>						
	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>INSTITUCIONES</b>	<b>NRO.</b>	<b>LOTES OCUPADOS</b>
	<b>LOTES</b>	<b>OCUP.</b>	<b>DESOC.</b>			<b>USO VIVIENDA</b>
Chavini	102	81	21		4	77
San Ramón	725	514	211		6	508
San Martín	890	737	153		11	726
Total	1717	1332	385		21	1311

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

Nro.	Períodos	Tasa de Croc.
1	72 - 81	14.52 %
2	72 - 93	8.01 %
3	81 - 93	1.35 %
4	72-81-93	6.99 %
5	72-81-93	2.72 %
	(min.cuad.)	

En el cuadro nro. 3.3 se pueden apreciar las curvas resultantes, y en el cuadro nro. 3.4 se selecciona la ecuación aritmética más representativa, que resulta ser aquella que presenta menor diferencia entre el total de las poblaciones calculadas para los años de los censos y el total de las poblaciones de los censos.

Se selecciona la ecuación aritmética nro. 5 (mínimos cuadrados), que corresponde a :

$$Pf = 21308 * ( 1 + 0.0272*t )$$

donde t = 0 para 1993

### 3.2.2.1b Método Geométrico

Basado en la siguiente ecuación:

$$Pf = Po * ( 1 + r )^t$$

Donde :

Pf : Población futura

Po : Población inicial

r : Tasa de crecimiento

t : tiempo en años

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

Nro.	Períodos	Tasa de Croc.
1	72 - 81	9.73 %
2	72 - 93	4.81 %
3	81 - 93	1.26 %
4	72-81-93	3.03 %
5	72-81-93	4.63 %
	(min.cuad.)	

**Cuadro 3.3 : Método Aritmético**

Nro.	Ecuación
1	Pf= 7481 ( 1 + 0,1452 * t ) donde t=0 en 1972
2	Pf= 7481 ( 1 + 0,0801 * t ) donde t=0 en 1972
3	Pf= 17260 ( 1 + 0,0135 * t ) donde t=0 en 1981
4	Pf= 7481 ( 1 + 0,0699 * t ) donde t=0 en 1972
5	Pf= 21308 ( 1 + 0,0272 * t ) donde t=0 en 1993

**Cuadro 3.4 : Selección de la ecuación**

Ecuación Número	Población				Total - Total censos
	Año 1972	Año 1981	Año 1993	Total	
1	7481	17257	30292	55030	10226
2	7481	12874	20065	40420	-4384
3	15163	17260	20056	52479	7675
4	7481	12187	18462	38130	-6674
5	9137	14353	21308	44798	-6
CENSOS	7481	17260	20063	44804	

Ecuación seleccionada : Ecuación nro. 5  
( Mínimos cuadrados )

$$Pf = 21,308 * ( 1 + 0,0272 * t ); t = 0 \text{ para } 1993$$

En el cuadro nro. 3.5 se pueden apreciar las curvas resultantes, y en el cuadro nro. 3.6 se selecciona la ecuación geométrica más representativa, que resulta ser aquella que presenta menor diferencia entre el total de las poblaciones calculadas para los años de los censos y el total de las poblaciones de los censos.

Se selecciona la ecuación geométrica nro. 5 (mínimos cuadrados), que corresponde a :

$$Pf = 22527 * ( 1 + 0.0463 )^t$$

donde t = 0 para 1993

### 3.2.2.1c Método de la Parábola de 2º Grado

Basado en la siguiente ecuación:

$$Pf = A + B * X + C * X^2$$

Donde :

Pf : Población futura

X : Tiempo en años

A, B, C : Constantes

Haciendo uso de la ecuación, obtenemos la siguiente ecuación :

Período : 72 - 81 - 93			
Año	X	X <sup>2</sup>	Pf
1972	0	0	7,481
1981	9	81	17,260
1993	21	441	20,069

Para X = 0, y reemplazando en la ecuación de 2º Grado, se obtiene:

$$A = 7,481$$

Luego, reemplazando los demás datos en la ecuación de 2º Grado se obtienen las siguientes ecuaciones



**Cuadro 3.5 : Método Geométrico**

Nro.	Ecuación
1	$Pf = 7481 (1 + 0,0973)^t$ donde $t = 0$ en 1972
2	$Pf = 7481 (1 + 0,0481)^t$ donde $t = 0$ en 1972
3	$Pf = 17260 (1 + 0,0126)^t$ donde $t = 0$ en 1981
4	$Pf = 7481 (1 + 0,0303)^t$ donde $t = 0$ en 1972
5	$Pf = 22527 (1 + 0,0463)^t$ donde $t = 0$ en 1993

**Cuadro 3.6 : Selección de la ecuación**

Número	Población				Total - Total Censos
	AÑO 1972	AÑO 1981	AÑO 1993	TOTAL	
1	7481	17254	52577	77312	32508
2	7481	11418	20064	38963	-5841
3	15421	17260	20058	52739	7935
4	7481	9787	14002	31270	-13534
5	8708	13087	22527	44322	-482
Censos	7481	17260	20063	44804	

Ecuación seleccionada : ecuación nro. 5  
(Mínimos cuadrados)

$$Pf = 22,527 * (1 + 0.0463)^t ; t = 0 \text{ en } 1993$$

$$9B + 81C = 9,799 \quad \dots\dots (1)$$

$$21B + 441C = 12,582 \quad \dots\dots (2)$$

Resolviendo ambas ecuaciones se obtiene :

$$B = 1,452.12$$

$$C = - 40.62$$

Formándose la siguiente ecuación :

$$Pf1 = 7,481 + 1452.12 X - 40.62 X^2$$

Donde X = 0 en 1972

Haciendo uso de los mínimos cuadrados para los tres períodos en mención se obtiene la siguiente ecuación :

$$Pf2 = 20,063 - 544.96 X + 25.95 X^2$$

Donde X = 0 en 1993

En el cuadro nro. 3.7 se pueden apreciar las curvas resultantes, y en el cuadro nro. 3.8 se selecciona la ecuación de 2º Grado más representativa, que resulta ser aquella que presenta menor diferencia entre el total de las poblaciones calculadas para los años de los censos y el total de las poblaciones de los censos.

Se selecciona la ecuación parabólica de 2º grado nro. 1 ,que corresponde a :

$$Pf = 7481.00 + 1452.12*t - 40.62*t^2$$

donde t = 0 para 1972

### **3.2.2.2 Métodos Gráficos**

De las ecuaciones seleccionadas en el ítem 3.2.2.1 se procederá a compararlas gráficamente con la curva de crecimiento del distrito de Pangoa, pero teniendo en cuenta el crecimiento nacional, que resultó ser, de acuerdo al último censo, de 2.20 % con un comportamiento geométrico. La curva que más se acerque a la del crecimiento nacional será la curva a elegir.

En el cuadro nro. 3.9 se puede apreciar una serie de valores de población, para cada curva seleccionada, los cuales se dan lugar al gráfico nro. 3.1 . De este gráfico se aprecia que la curva que más se acerca a la del crecimiento nacional es la del Método

**Cuadro 3.7 : Método parabólico**

Nro.	Ecuación					
1	7481,00	+	1452,12	t	+ -40,62 t <sup>2</sup>	donde t = 0 en 1972
2	20063,00	+	-544,96	t	+ 25,95 t <sup>2</sup>	donde t = 0 en 1993

**Cuadro 3.8 : Selección de la ecuación**

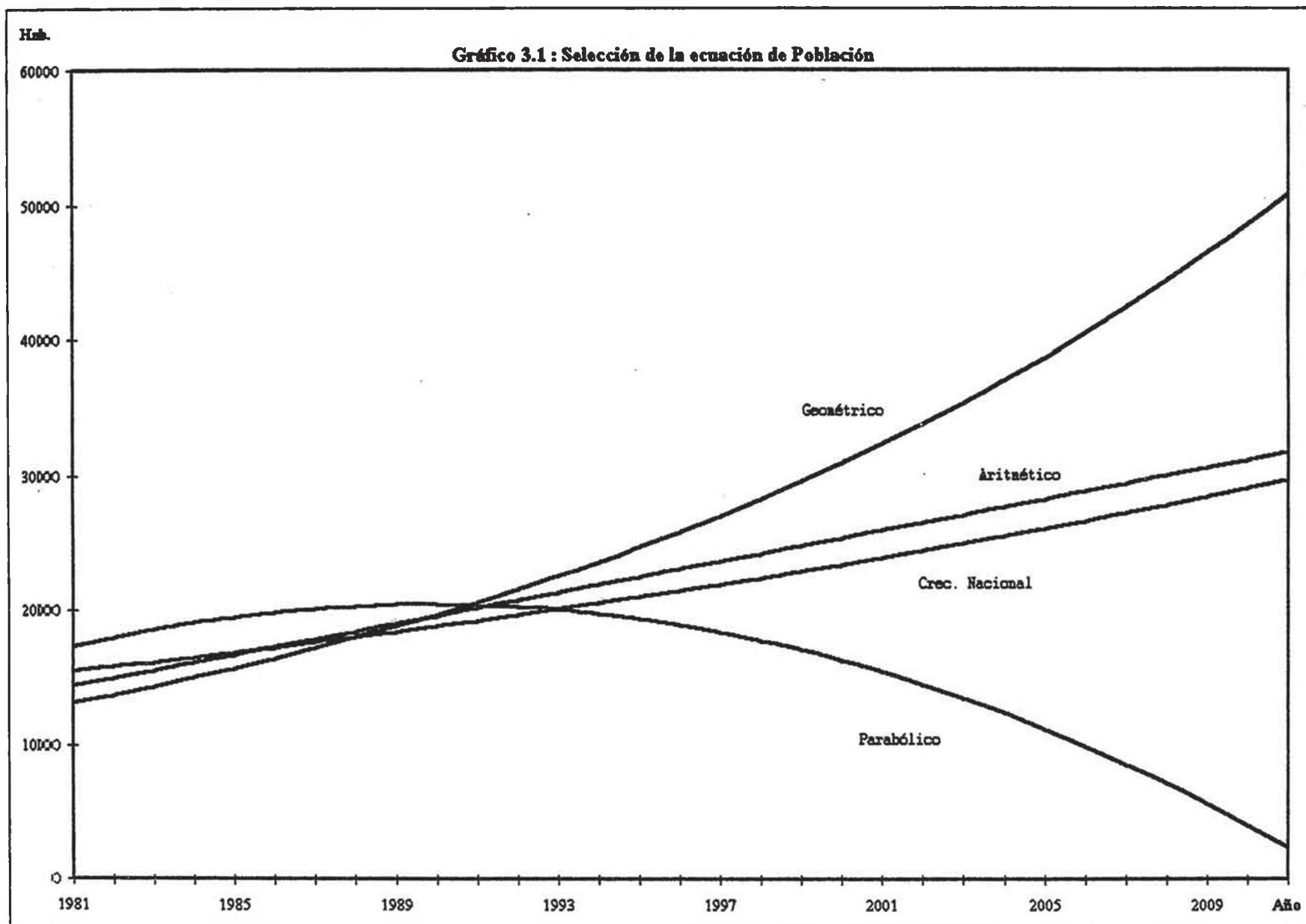
Número	Población				Total
	Año 1972	Año 1981	Año 1993	Total	- Total Censos
1	7481	17260	20062	44803	-1
2	42951	30339	20063	93353	48549
Censos	7481	17260	20063	44804	

Ecuación seleccionada : Ecuación nro. 1  
 $PF = 7,481.00 + 1,452.12 * t - 40.62 * t^2$   
 donde t = 0 en 1972

Cuadro 39 : Cálculo de la Población futura al final del Periodo de Diseño

Año	Ecuación			
	Aritmética to =0 en1993	Geométrica to =0 en1993	Parabólica to =0 en1972	Crec. Nacional to =0 en1993
	Pf1	Pf2	Pf3	Pf4
1981	14353	13087	17260	15452
1982	14933	13693	17940	15792
1983	15512	14327	18539	16139
1984	16092	14990	19057	16494
1985	16671	15684	19494	16857
1986	17251	16410	19849	17228
1987	17831	17170	20123	17607
1988	18410	17965	20316	17995
1989	18990	18797	20428	18390
1990	19569	19667	20458	18795
1991	20149	20577	20407	19209
1992	20728	21530	20275	19631
1993	21308	22527	20062	20063
1994	21888	23570	19768	20504
1995	22467	24661	19392	20955
1996	23047	25803	18935	21417
1997	23626	26998	18397	21888
1998	24206	28248	17777	22369
1999	24785	29556	17076	22861
2000	25365	30924	16294	23364
2001	25945	32356	15431	23878
2002	26524	33854	14487	24404
2003	27104	35421	13461	24940
2004	27683	37061	12354	25489
2005	28263	38777	11166	26050
2006	28843	40573	9896	26623
2007	29422	42451	8546	27209
2008	30002	44417	7114	27807
2009	30581	46473	5601	28419
2010	31161	48625	4006	29044
2011	31740	50876	2331	29683

$Pf1 = 21,308 * (1 + 0.0272 * t)$	t= 0 en 1993
$Pf2 = 22,527 * (1 + 0.0463)^t$	t= 0 en 1993
$Pf3 = 7481.00 + 1452.12 * t - 40.62 * t^2$	t= 0 en 1972
$Pf4 = 20,063 * (1 + 0.0220)^t$	t= 0 en 1993



Aritmético, siendo esta la ecuación seleccionada para el cálculo de nuestra población de diseño.

### **3.3 Requerimientos**

#### **3.3.1 Elección de la dotación**

##### **3.3.1.1 Factores que afectan al consumo**

###### **3.3.1.1a Factores Generales**

**Clima** Generalmente los consumos de agua de una región varían a lo largo del año de acuerdo a la temperatura ambiental y a la distribución de las lluvias. Este mismo hecho puede establecerse por comparación para varias regiones con diferentes condiciones ambientales, de tal forma que la temperatura ambiente define, en cierto modo, los consumos correspondientes a higiene personal de la población que influenciarán los consumos per cápita.

**Hábitos y niveles de vida** .- Normalmente los consumos de agua de la población guarda relación con los hábitos y niveles de vida; una población de mayores recursos económicos posee hábitos de higiene que hace que el consumo de agua per cápita sea mayor que una población de escasos recursos.

**Actividades de la población**.- El tipo de actividad que desarrolla la población influye en el consumo de agua; esta dependerá si la actividad es para vivienda, comercial, industrial.

**Tamaño de la población**.- Algunas investigaciones realizadas en países desarrollados han puesto de manifiesto que los consumos per cápita aumentan con el tamaño de la comunidad. Resulta innegable que el crecimiento poblacional provoca consecuentemente con el desarrollo económico y demográfico un incremento de consumo per cápita.

###### **3.3.1.1b Usos del agua**

Una comunidad o zona a desarrollar está constituida por sectores residenciales, comerciales, industriales y recreacionales, cuya composición porcentual es variable para cada caso. Esto nos permite fijar el tipo de consumo de agua predominante y orientar en tal sentido las estimaciones; así se tiene :

**Consumo Doméstico** Constituido por el consumo familiar de agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín,

lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.

Representa generalmente el consumo predominante en el diseño.

**Comercial o industrial** Puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial. En tal caso, las cifras del consumo deben basarse en el tipo de industria o comercio, mas que en estimaciones referidas a áreas o consumos per cápita. Cuando el comercio o industria constituye una situación normal, tales como pequeños comerciantes e industrias, hoteles, estaciones de gasolina, etc., ello puede ser incluido y estimado dentro de los consumos per cápita adoptados, y diseñar en base a esos parámetros.

**Consumo Público.**- Está constituido por el agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como a la limpieza de calles.

**Consumo por perdida en la red**- Está motivado por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede llegar a representar un 10 a un 15 por 100 del consumo total.

**Consumo por incendio.**- En términos generales, puede decirse que un sistema de abastecimiento de agua representa el mas valioso medio para combatir incendios, y que en el diseño de alguno de sus componentes este factor debe ser considerado de acuerdo a la importancia relativa en el conjunto y de lo que esto puede significar para el conglomerado que sirve.

### 3.3.1.2 Dotación a considerar

De acuerdo a las Normas para proyectos de agua potable y alcantarillado del Reglamento nacional de Construcciones, indica que la dotación diaria por habitante se ajustará a los siguientes valores :

Población	Clima	
	Frío	Temp/cálido
2,000-10,000	120	150
10,000-50,000	150	200
Mayores de 50,000	200	250

Teniendo en cuenta los factores que afectan el consumo de agua y el Reglamento de Proyectos de Agua y Desagüe, se seleccionó una dotación per cápita de 200 lt/hab/día.

### **3.3.2 Variaciones de consumo**

En general, la finalidad de un abastecimiento de agua es la de suministrar agua a una comunidad en forma continua y con presión suficiente, a fin de satisfacer razones sanitarias, sociales, económicas y de confort, propiciando así su desarrollo.

Para lograr tales objetivos, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema esté satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada al conjunto. Esto implica el conocimiento cabal del funcionamiento del sistema de acuerdo a las variaciones en los consumos de agua, que ocurrirán para diferentes momentos durante el período de diseño previsto.

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio ( $Q_m$ ). Es bien sabido que en épocas de lluvia, las comunidades demandan menores cantidades de agua que en épocas de sequía. Asimismo, durante una semana cualquiera observaremos que en forma cíclica ocurren días de máximo consumo y días de mínimo consumo. Mas aun, si tomamos un día cualquiera, también resultará cierto que los consumos de agua presentarán variaciones hora a hora, mostrándose horas de máximo y mínimo consumo.

El problema consistirá, entonces en poder satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar, diseñando cada estructura de tal forma que estas cifras de consumo y estas variaciones de los mismos, no desarticulen a todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

Este consumo medio diario ( $Q_m$ ) puede ser obtenido :

- Como la sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño.
- Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.

Todo ello nos permite definir el Consumo Medio Diario como el promedio de los consumos diarios durante un año de registros, expresándolos en lt/seg. Asimismo definiremos Consumo Máximo Diario, como el día de Máximo Consumo durante una serie de registros observados durante los 365 días de un año; y se define también el Consumo Máximo Horario, como la hora de Máximo consumo del día de Máximo consumo.



Estas definiciones son útiles y necesarias por que nos permitirán, una vez relacionada con el elemento básico conocido  $Q_m$ , hacer previsiones y diseñar en forma capaz aquellos elementos o componentes del sistema de abastecimiento de agua que puedan verse afectados por estas variaciones.

### **3.3.2.1 Consumo Máximo Diario**

De las curvas de registro de los consumos de agua, se observa un promedio en el consumo. Durante estos períodos se registra un día de máximo consumo, el cual debió ser satisfecho por el sistema. Al extender todas estas variaciones a todo un año, podemos determinar el día más crítico (máxima demanda) que debe necesariamente ser satisfecho, ya que de lo contrario originaría situaciones deficitarias para el sistema; éste corresponde a la definición dada para Consumo Máximo Diario. Este valor, relacionado con el consumo medio, ha permitido establecer constantes de diseño. En base a investigaciones hechas se ha permitido establecer un factor comprendido entre 120 y 160 por 100 como constante de diseño para aquellas instalaciones o partes del sistema que se verán afectadas por el Consumo Máximo Diario.

Puede entonces establecerse la relación:

$$Q_{\text{máx diario}} = K_1 * Q_m$$

$$K_1 = 1.20 - 1.60$$

$Q_m$  = Consumo medio expresado en lt/seg

Para nuestro proyecto el coeficiente máximo diario seleccionado toma un valor de 1.50

### **3.3.2.2 Consumo Máximo Horario**

Durante un día cualquiera, los consumos de agua de una comunidad presentarán variaciones hora a hora dependiendo de los hábitos y actividades de la población.

El valor máximo tomado hora a hora representará la hora de Máximo consumo de ese día. Si por definición, tomamos la curva correspondiente al día de máximo consumo, esta hora representará el Consumo Máximo Horario, el cual puede ser relacionado respecto al consumo medio ( $Q_m$ ) mediante la expresión :

$$Q_{\text{máx horario}} = K_2 * Q_m$$

En general, se ha establecido un valor de  $K_2$  comprendido entre 180 y 300 por 100, reconociéndose que en las grandes ciudades, con mayor diversificación de actividades, mayor economía, etc., se presentan consumos menos diferenciados en horas nocturnas que de las diurnas

$$K2 = 1.80 - 3.00$$

Para nuestro proyecto, el coeficiente Máximo horario adopta un valor de 2.60

### **3.3.3 Caudales de diseño**

Para realizar los cálculos de los caudales de diseño, previamente debemos de redefinir nuestra ecuación de población.

De la ecuación seleccionada en el ítem 3.2.2.2 se tiene :

$$Pf = 21,308 * ( 1 + 0.0272*t )$$

$$t = 0 \text{ para } 1993$$

( obtenida por el método de mínimos cuadrados )

Pero, del estudio de catastro mencionado en el ítem 3.2.1, se obtuvo un número de viviendas de 1717, y una densidad de 6.12 hab/viv , con lo cual se obtiene para las ciudades de San Martín de Pangoa, Anexo San Ramón y Anexo Chavini una población de:

$$Po = 1717 \text{ viv. } * 6.12 \text{ hab/viv}$$

$$Po = 10,508 \text{ hab. para } 1993$$

Con lo cual obtenemos un nuevo coeficiente para mostrar un comportamiento poblacional más real de las ciudades en mención :

$$20,063 \text{ hab } \text{-----} 21,308$$

$$10,508 \text{ hab } \text{-----} X$$

$$X = 11,160$$

Obteniendo la nueva ecuación de crecimiento poblacional de la ciudad de San Martín de Pangoa :

$$Pf = 11,160 * ( 1 + 0.0272*t )$$

$$t = 0 \text{ para } 1993$$

### **3.3.3.1 Caudal Promedio**

El caudal promedio se calcula en base a la población estimada al final del período de diseño y la dotación per cápita.

Período de diseño : 15 años

$$1996 + 15 = 2,011$$

Población Futura:

$$P_{2011} = 11,160 * \{ 1 + 0.0272 * ( t ) \}$$

$$t = 2011 - 1993 = 18$$

$$P_{2011} = 11,160 * \{ 1 + 0.0272 * ( 18 ) \}$$

$$P_{2011} = 16,624 \text{ hab.}$$

$$Q = \frac{16,624 \text{ hab} * 200 \text{ lt/hab/día}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q = 38.48 \text{ lt/seg}$$

Considerando un porcentaje de población servida del 90 %, obtenemos el caudal medio :

$$Q \text{ medio} = 38.48 * 0.90$$

$$Q \text{ medio} = 34.63 \text{ lt/seg}$$

### **3.3.3.2 Caudal Máximo Diario**

$$Q \text{ máx diario} = K1 * Q \text{ medio}$$

$$K1 = 1.50$$

$$Q \text{ máx diario} = 1.50 * 34.63$$

$$Q \text{ máx diario} = 51.95 \text{ lt/sg}$$

### **3.3.3.3 Caudal Máximo Horario**

$$Q \text{ máx horario} = K2 * Q \text{ medio}$$

$$K1 = 2.60$$

$$Q \text{ máx horario} = 2.60 * 34.63$$

$$Q \text{ máx horario} = 90.04 \text{ lt/sg}$$

### **3.3.4 Volumen de Almacenamiento**

El volumen de almacenamiento juega un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

El volumen de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales :

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios e interrupciones por daños de tuberías.

#### **3.3.4.1 Volumen de Regulación**

Como volumen de regulación se adoptará el 25 % del promedio anual de la demanda.

$$\text{Vol. reg.} = 25 \% ( 2,292 \text{ m}^3 )$$

$$\text{Vol. reg.} = 573 \text{ m}^3$$

#### **3.3.4.2 Volumen contra incendio**

Adoptaremos un volumen contra incendio considerando una capacidad adicional del reservorio equivalente a 2 horas trabajando simultáneamente con 2 hidrantes y con 15 lt/seg.

$$\text{Vol. inc.} = 2*2*15*3600/1000$$

$$\text{Vol. inc.} = 216 \text{ m}^3$$

### **3.3.4.3 Volumen de reserva**

En el presente estudio, consideraremos un volumen de reserva como previsión y provisión para cubrir interrupciones por paralizaciones de la planta de tratamiento y/o averías en la línea de servicio, estimando para la determinación de esta capacidad un Período de interrupción de 2 horas del promedio del consumo.

$$\text{Vol. res.} = 2 * 34.63 * 3600 / 1000$$

$$\text{Vol. res.} = 249 \text{ m}^3$$

Por lo tanto :

$$\text{Vol.almac.} = \text{Vol.reg.} + \text{Vol.inc.} + \text{Vol. res.}$$

$$\text{Vol.almac.} = 573 + 216 + 249$$

$$\text{Vol.almac.} = 1038 \text{ m}^3$$

#### **4.0 Fuentes de Abastecimiento**

##### **4.1 Conceptos Generales**

Las fuentes de abastecimiento de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación.

De acuerdo a la forma de aprovechamiento, consideraremos dos tipos principales:

- Aguas superficiales.
- Aguas subterráneas.

##### **Características de las aguas superficiales y subterráneas**

###### **a- Aspectos cuantitativos y de explotación**

###### **Aguas Superficiales**

- Generalmente aportan mayores caudales.
- Caudales variables.
- No siempre precisan bombeo.
- Generalmente la captación debe hacerse distante del sitio de consumo.
- Costos de bombeo relativamente bajos

###### **Aguas subterráneas**

- Generalmente sólo disponen de caudales relativamente bajos.
- Poca variabilidad de caudal.
- Generalmente requieren bombeo.
- Permite mas cercanía al sitio de utilización.
- Costos de bombeo relativamente altos.

**b- Aspectos cualitativos**

**Aguas Superficiales**

- Turbiedad: variable (baja o muy alta)
- Color: variable
- Temperatura: variable
- Mineralización: variable, generalmente muy alta
- Dureza :generalmente baja
- Estabilización :Variable, generalmente corrosivas
- Contaminación bacteriológica: variable, generalmente contaminada
- Contaminación radiológica: expuestas a contaminación directa

**Aguas Subterráneas**

- Turbiedad : prácticamente ninguna
- Color : constante, bajo o ninguno
- Temperatura : constante
- Mineralización : constante y dependiente del subsuelo
- Dureza : dependiente del suelo, generalmente alta
- Estabilización : constante, generalmente incrustantes
- Contaminación bacteriológica : constante, generalmente poca o ninguna
- Contaminación radiológica : protegida contra la contaminación directa

Estas consideraciones son de tipo general, y la selección de una u otra dependerá de factores económicos, de tratamiento requerido, de la operación y mantenimiento y de la productividad de la fuente.

#### **4.1.1 Aguas Superficiales**

Las aguas superficiales, constituidas por los ríos, quebradas y lagos, requieren para su utilización de información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad del agua.

##### **4.1.1.a Estado sanitario de la hoya**

Debe comprender:

- Naturaleza de la geología superficial (rocosa, arenosa, arcillosa, desmoronable, etc.).
- Características de la vegetación (bosques, terrenos cultivados e irrigados).
- Presencia o ausencia de moradores en las márgenes, principalmente aguas arriba de los posibles sitios de captación.
- Distancias o focos de contaminación (descargas de aguas negras, lavaderos, etc.).

##### **4.1.1b Caudales disponibles**

La utilización de una fuente de abastecimiento supone suficiente capacidad para suplir el gasto requerido durante el período de diseño prefijado para el sistema de abastecimiento.

Al considerar fuentes superficiales, ríos, quebradas principalmente, debemos verificar la posibilidad de suministro constante, bien sea por que los aforos mínimos representan valores superiores a la demanda o bien por que sea factible establecer una regulación de sus gastos, de forma que el período de crecidas permite almacenar volúmenes compensatorios de la demanda en la época de sequía. Evidentemente, esto sólo puede conocerse si disponemos de los registros de escorrentía durante períodos lo suficientemente largos que permitan predecir la situación en lapsos similares a los del período de diseño.

##### **Fuentes superficiales sin regulación**

Conocidos estos datos de escorrentía, analizaremos la posibilidad de utilizar la fuente superficial sin necesidad de regularla, en cuyo caso el gasto mínimo para el período de registros debe ser superior al gasto del día de máximo consumo para el período de diseño fijado.

La utilización de una fuente superficial sin regulación supone el diseño de obras de captación específicas, de acuerdo a las características particulares del río o quebrada utilizada. La existencia de registros de escorrentía en períodos largos (20 años o más) permite determinar valores de gasto mínimo, medio y máximo de la fuente; sin embargo,



es también aconsejable la realización de aforos en las cercanías a los posibles sitios de captación.

Es también importante el conocimiento de otras características del río, que incidirán en el diseño de la obra de captación, tales como contenido normal de arena, arrastre de sedimentos durante las crecidas, velocidad del río en los sitios de captación, magnitud del material de arrastre, etc.

Esta información será útil para la selección del dispositivo de captación mas aconsejable, su función del grado y tipo de material arrastrado, la magnitud de las fuerzas de empuje e impacto sobre las estructuras y las previsiones en cuanto a material a utilizar para evitar daños mayores a las mismas.

#### Fuentes superficiales que requieren regulación

Cuando los aforos mínimos del río en determinadas épocas no son suficientes para cubrir la demanda, es posible lograr mediante el represamiento de aguas de épocas de crecidas, compensar el déficit y aportarlo para satisfacer la demanda.

Se dice entonces que la fuente precisa de una regulación. Bajo el punto de vista físico, cualquier río es regulable, pero bajo el punto de vista práctico consideraremos a una fuente superficial regulable, sólo cuando podamos satisfacer la demanda en las épocas de baja escurrentía con el exceso almacenado durante la época de crecida. Ello supone, por tanto, un período más crítico, dentro de una serie de registros (20 años mínimo), que estará comprendido entre una época de mínima y máxima consecutiva que definirá el volumen necesario de embalse.

#### 4.1.2 Agua Subterránea

Las agua subterráneas constituyen parte del ciclo hidrológico y son aguas que por percolación se mantienen en movimiento a través de estratos geológicos capaces de contenerlas y de permitir su circulación.

Se llaman acuíferos, aquellas perforaciones geológicas capaces de contener agua y de permitir su movimiento a través de sus poros, cumpliendo dos funciones importantes :

- almacenar agua , y
- conducirla.

Este movimiento del agua a través de un acuífero no se realiza necesariamente en forma idéntica en toda su extensión, ya que ello es dependiente de las propiedades y características del acuífero.

Dependiendo de la presencia o ausencia de una masa de agua, los acuíferos se clasifican en libres o confinados.

#### **4.1.2a Acuíferos libres**

Son aquellas formaciones en las cuales el nivel de agua coincide con el nivel superior de la formación geológica que la contiene, es decir, la presión en el acuífero es la presión atmosférica.

#### **4.1.2b Acuíferos confinados**

Llamados también artesianos, en el cual el agua está confinada entre dos estratos impermeables y sometida a presiones mayores que la presión atmosférica.

En los acuíferos libres, las elevaciones en la mesa de agua dependen principalmente de cambios de volumen del agua almacenada.

En los acuíferos confinados los cambios de elevación dependen primordialmente de cambios en las presiones mas que de cambios de volúmenes almacenados.

La línea piezométrica de un acuífero confinado es una línea imaginaria que coincide con el nivel de la presión hidrostática. En el caso de acuíferos confinados cuya línea piezométrica esta por encima del terreno, se presentan los casos de pozos saltantes que brotan a la superficie

### **4.2 Alternativas de fuentes.**

#### **a- Agua Superficial**

Existen dos ríos que recorren la ciudad, el río San Ramón y el río Chavini, siendo el primero el que cuenta con mayor caudal, y al cual se han realizado análisis del agua .

A continuación se detallan los resultados de las pruebas realizadas :

#### **Parámetros Físicos**

- Color: 8 u.c.
- Temperatura: 12 °C
- Turbiedad: 12 U.N.T.
- P.H: 6.8

Parámetros Químicos

- Alcalinidad: 25 p.p.m.
- Dureza total: 35 p.p.m.
- Dureza transitoria: 25 p.p.m.
- Dureza permanente: 10 p.p.m.
- Dióxido de carbono: 2 p.p.m.
- Calcio: 30 p.p.m.
- Cloruros: 160 p.p.m.
- Materia orgánica: 2.30 p.p.m.
- Magnesio: 5.00 p.p.m.

Parámetro Bacteriológico

- Coliformes fecales: 45

Además se cuenta con información de niveles del río San Ramón :

- Caudal mínimo: 4.00 m<sup>3</sup>/seg
- Caudal máximo: 20.50 m<sup>3</sup>/seg
- Ancho medio: 11.00 m
- Pendiente aprox. : 0.17 mt./Km

Se adjunta copias de los análisis de agua respectivos.

Con esta información se deduce que el agua superficial como fuente de captación es posible, ya que los caudales de la fuente son muy superiores a los requeridos para el sistema de abastecimiento.

**LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA  
 PARAMETRO FISICO**

Punto de Muestreo: N° ..... 44 .....  
 N° .....  
 Tipo de Agua: ..... NATURAL .....  
 Hora del muestreo y análisis: ..... 23-8-94 (muestreo) .....  
 ..... 25-8-94 , 3PM(análisis) .....

**RESULTADOS**

ANALISIS	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4
Color (V.C.)	8.00			
Temperatura (°C)	12.00			
Turbiedad (U.T.)	5.00			
p.H.	6.80			
Conductividad (mΩ)	--			

Muestra N° 1 ..... RIO SAN RAHON DE PANGOA , SATIPO , JUNIN .....

Muestra N° 2 .....

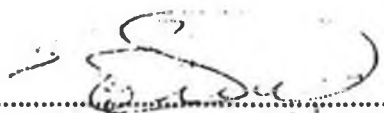
Muestra N° 3 .....

Muestra N° 4 .....

Observaciones: AGUAS LIGEREMENTE ACIDAS, TOMAR EN CONSIDERACION PARA ELEGIR  
 EL TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA(puede ser PVC,concreto simple  
 .....  
 ..... normalizado),presencia de solidos en suspensión que desmejora  
 .....  
 ..... la calidad estética del agua.



Ing. Jefe de Control de Calidad  
 Ing. Gisela Laura Rodríguez  
 Jefe Dpto. Control Calidad del Agua



Sub-Gerencia de Producción  
 S.M. Gerencia Municipal de Huancayo

**LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA  
 PARAMETRO QUIMICO**

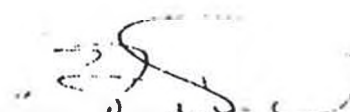
No..... hhn 43.....  
 PROCEDENCIA ..... SAN RAMON DE PANGO, SATIPO.....  
 FECHA Y HORA DE ANALISIS ..... 25-8-94 ..... 2PM.....  
 TIPO DE AGUA ..... NATURAL.....

**RESULTADOS**

	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4
ALINIDAD (PPM)	25.00			
EZA TOTAL (PPM)	35.00			
EZA TRANSITORIA (PPM)	25.00			
EZA PERMANENTE (PPM)	10.00			
IDO DE CARBONO (PPM)	2.00			
IO (PPM)	30.00			
RUROS (PPM)	160.00			
ERIA ORGANICA (PPM)	2.30			
NESIO (PPM)	5.00			

RVACIONES:..... CONCENTRACIONES QUIMICAS DENTRO DEL RANGO DADO POR  
 LA O.M.S PARA AGUA POTABLE, AGUAS RELATIVAMENTE BLANDAS.  
 .....

  
 jefe de Control de Calidad  
 Mg. Graciela Lorea Rodriguez  
 Jefe Dpto. Control Calidad del Agua  
 No. Colegio 38184

  
 Sub-Gerencia de Producción  
 Mg. Alejandro...

**Laboratorio de Control de Calidad del Agua**  
**Parámetro Bacteriológico**

No: 314  
 Procedencia: SATIPO - JUNIN  
 Fecha y hora del muestreo: 23-8-94  
 Tipo de Agua: NATURAL  
 T. (°C): 14.50  
 Fecha y hora del procesamiento: 25-8-94, 2.30 PM  
 Método de Análisis: FILTRO DE MEMBRANAS  
 Volumen de Filtración (M.L.): 100

**Resultados**

	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4
No. de Coliformes: Fecales (Escherichia coli)	45			

Muestra No. 1 RIO SAN RAMON DE PANGOA  
 Muestra No. 2  
 Muestra No. 3  
 Muestra No. 4

Observaciones: AGUA CONTAMINADA, PARA SER AGUA POTABLE ES NECESARIO  
 EFECTUAR DESINFECCION MEDIANTE ADICION DE CLORO PARA ELI-  
 MINACION TOTAL DE LA CARGA BACTERIAL.



Ing. Jefe de Control de Calidad

Ing. Bracelis Laura Rodríguez  
 Jefe Dpto. Control Calidad del Agua  
 No. Colegio 38184  
 SEDAM - H.Y.O.

Sub-Gerencia de Producción

Ing. Alejandro Sierra Sarrano  
 C.I.P. No. 42568  
 Sub. Gerente de Producción

**b- Agua Subterránea**

Desafortunadamente, no se cuenta con un estudio de esta fuente de agua, ya que por lo general, en zonas de creciente desarrollo, primero se explota la fuente de agua mas abundante y más visible, y en esta parte de la selva peruana el agua proveniente de los ríos abunda, por lo que hasta la actualidad, no se ha logrado tener estudios al respecto.

**4.3 Alternativa Seleccionada**

De acuerdo a las razones expuestas, se selecciona como fuente de agua para nuestro sistema de abastecimiento de agua la fuente superficial, a ser captada del río San Ramón, por contar con estudios de rendimiento de la fuente y por ser la selva una fuente de agua superficial abundante.

Lamentablemente, el río San Ramón no cuenta con un estudio que permita definir una serie histórica de datos sobre rendimiento(se necesitan datos de varios años para realizar estudios de diagrama-masa),pero se confía en los datos recogidos de una serie de observaciones en el río San Ramón en el año 1985.

## **5.- Sistema de Abastecimiento de Agua**

### **5.1 Requerimiento del Sistema**

Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema.

Para el diseño de nuestro sistema de abastecimiento se agua, serán necesarios estructuras que permitan satisfacer las necesidades de la población en estudio; entre las cuales se encuentran :

- Obra de captación.
- Planta de tratamiento de agua.
- Reservorio de regulación.
- Línea de conducción.
- Línea de aducción.
- Red de distribución.

A continuación se desarrollarán conceptos a cerca de las estructuras necesarias , así como su diseño de las mismas.

### **5.2 Fuente de Abastecimiento**

Tal como se vio en el capítulo anterior ( 4.3 ), la fuente de abastecimiento seleccionada es la de tipo superficial por ser la más abundante en la zona , y contar con un rendimiento que supera la demanda de la población.

### **5.3 Obras de Captación**

#### **5.3.1 Aspectos Generales**

La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de aducción.

#### **5.3.2 Elección del tipo de captación**

Para el diseño de obras de captación de fuentes superficiales, habrá que considerar aspectos característicos correspondientes a fuentes de abastecimiento superficiales sin regulación.



### **5.3.2.1 Estructuras de captación de fuentes superficiales sin regulación :**

El diseño de una obra de captación de una fuente sin regulación supone un caudal del río superior al gasto máximo diario para cualquier época.

Bajo el punto de vista hidráulico, el problema se reduce a determinar una altura de aguas sobre el área de captación, tal que el gasto mínimo aforado asegure la captación del gasto deseado ( $Q_{\text{máx}}$  diario).

Bajo el punto de vista estructural, el diseño deberá proveer seguridad a la acción destructiva del río: deslizamiento, volcamiento, erosión, sedimentación, etc.

Cuando se trate de ríos de poco caudal o quebradas, puede diseñarse una estructura de captación interceptando el flujo del río y asegurando la captación del gasto requerido.

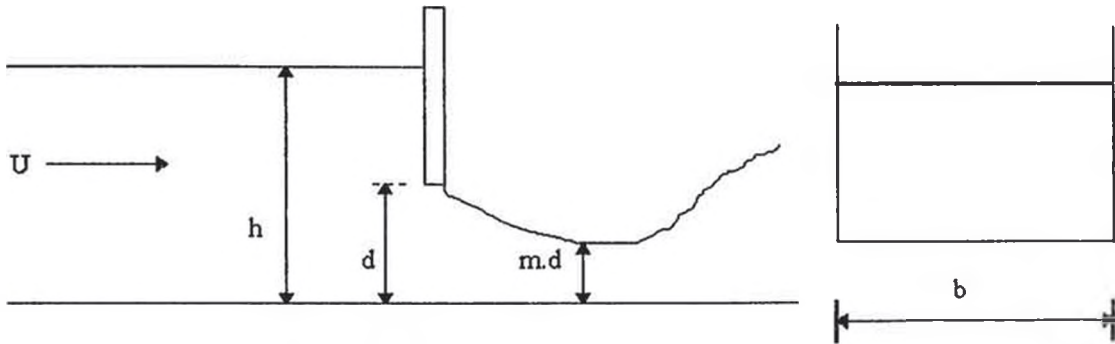
Cuando el río presente abundante caudal durante toda el año, el diseño puede hacerse haciendo una desviación lateral ,asegurando la cantidad necesaria de agua para satisfacer la demanda.

Un dispositivo que intercepte al curso del río estará expuesto a una serie de factores negativos, por lo cual deberá ser tal que presente las mejores condiciones de funcionamiento, entre otras :

- El nivel de entrada de las aguas debe quedar a la máxima altura posible para evitar ser alcanzada por los sedimentos.
- El área de captación debe protegerse contra el paso del material grueso.
- La velocidad de la corriente en las cercanías de la estructura debe ser tal que no provoque excesiva sedimentación.
- Debe ofrecer seguridad de volcamiento y deslizamiento, mediante anclajes firmes y seguros.

### 5.3.3 Diseño y ubicación de la fuente de captación

#### 5.3.3.1 Orificio rectangular en el fondo



$$v = c_v * (2 * g * H)^{0.5}$$

$$a = b * m * d$$

$$Q = v * c_c * a$$

$$c = c_v * c_c$$

$$Q = c * b * d * m * (2 * g * H)^{0.5}$$

$$H = h - m * d$$

$$Q = c * m * b * d * (2 * g * (h - m * d))^{0.5}$$

Si se toma en cuenta la velocidad de aproximación del agua "U" en el canal :

$$h_u = \frac{H^{0.5}}{2 * g}$$

$$Q = c * m * b * d * (2 * g * (h + h_u - m * d))^{0.5}$$

Este tipo de fenómeno se presenta mucho en las compuertas reguladoras de las compuertas hidráulicas; "m" tiene un valor aproximado de 0.61 y "c" de 1.00.

A continuación se presenta la memoria de cálculo del diseño del sistema de captación en el cuadro 5.1:

CUADRO 5.1 : DISEÑO DE LA UNIDAD DE CAPTACION

DISEÑO DE CAPTACION LATERAL ( Qm.d. = 51,95 lt/seg )

Orificio rectangular de fondo

$$Q = c * m * b * d * (2 * g)^{0.5} * ((h - m * d)^{0.5})$$

Si tomamos en cuenta la velocidad de aproximacion del agua " U " en el canal :

$$Q = c * m * b * d * (2 * g * (h + hu - m * d))^{0.5}$$

c	1,00
m	0,61
b	0,57
h	0,20
d	0,10
Q ( m3/seg )	0,05739
U ( m/seg )	0,5
hu	0,013
Q ( m3/seg )	0,06001
Q ( lt/seg )	60,01

Si adoptamos barras de D = 3/4", separadas una distancia de 7,5 cms, se obtiene la nueva base del orificio :

$$7.5 X + 1.88 (X-1) = B \dots\dots\dots (1)$$

B : base en cms.

X : aberturas

Pero :

$$7.5 * X = 57$$

$$X = 7.60 \quad \Rightarrow \quad X = 8.00$$

Reemplazando en la ecuacion nro. (1) :

$$B = 73.16 \text{ cms} \quad \Rightarrow \quad B = 0.75 \text{ mts}$$

La estructura de captación se ubicará en un lugar tal que permita seguridad a la estructura, así como ofrecer la suficiente carga hidráulica necesaria para poder abastecer a la población.

Se ubicará a 2.1 Km. de la ciudad de San Martín de Pangoa , sobre los 840 m.s.n.m.

## **5.4 Planta de Tratamiento de Aguas**

### **5.4.1 Aspectos Generales**

Una planta de tratamiento de aguas es una secuencia de operaciones unitarias necesarias para potabilizar determinada calidad de agua cruda.

**Operaciones unitarias :** Proceso físico, químico o bacteriológico, mediante el cual las sustancias objetables contenidas en el agua, son removidas o transformadas en sustancias inocuas.

#### **5.1.4.1 Criterios Sobre Calidad del Agua**

##### **Consideraciones Preliminares:**

Básicamente el agua que se suministra debe cumplir dos condiciones :

1. No debe ser peligrosa para la salud ni para la vida de los consumidores.
2. El sistema debe poderse operar a un costo razonable.

Para cumplir con lo primero, el agua no debe de contener ni microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas ni nocivas para la salud. Esta en una condición imprescindible.

Para cumplir con lo segundo, las características del agua deben ser tales que no produzcan daño, ni a la red de distribución, ni a las industrias, ni a la economía privada, y que se puede llegar a esto sin tener que hacer al agua un tratamiento excepcionalmente costoso.

#### **Normas sobre potabilidad del agua**

##### **a- Normas Bacteriológicas**

Toda agua para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Por tanto, el agua debe cumplir con ciertas normas bacteriológicas y fisicoquímicas para que pueda ser considerada potable.

Desde el punto de vista bacteriológico, se ha demostrado que no debe mostrar la presencia de E. Coli. Esta regla no tiene en cuenta los virus entéricos que pueden existir en el agua y que son potencialmente peligrosos.

Las Normas Internacionales para agua potable de la Organización Mundial de la Salud de 1971 establecen una diferencia entre la calidad del agua que se suministra por medio de una red de distribución a la comunidad y la que no se suministra en esta forma, partiendo del principio de que a esta última le resulta impracticable mantener los mismos patrones de calidad que a la primera.

Debe también observarse que la calidad del agua que se produce en la planta no necesariamente es la misma que la que se distribuye en la red, por cuanto pueden presentarse contaminaciones en ella.

Las normas antes citadas por eso, recomiendan :

1. Mantener una presión suficientemente alta en toda la red, como para evitar la succión de líquidos contaminantes.
2. Disponer de equipos de cloración de emergencia.

Para el agua dentro de la red de distribución, las Normas de la OMS reconocen que pueden haber contaminaciones que desmejoren la calidad, en vista de los cual recomiendan que :

1. En el curso del año, el 95 % de las muestras no deben contener ningún germen coliforme en 100 ml.
2. Ninguna muestra ha de contener E. Coli en 100 ml.
3. Ninguna muestra ha de contener más de 10 gérmenes coliformes por 100 ml.
4. En ningún caso han de hallarse gérmenes coliformes en 100 ml. de dos muestras consecutivas.

En abastecimientos individuales o para pequeñas comunidades, el recuento de coliformes debe ser menor de 10 por 100 ml. El no poder lograr esto, y particularmente la presencia repetida de E. Coli, debe conducir a abandonar el abastecimiento como regla general.

La Norma de Sanidad de los Estados Unidos no distinguen entre agua en la planta y agua en la red. Según ellas, toda agua para consumo tiene que llenar los siguientes requisitos :

1. Cuando se examinen porciones normales de 100 ml, no más de 10 % debe mostrar, en cualquier mes, la presencia del grupo coliforme. No será permisible la presencia del grupo coliforme en tres o mas de las porciones de 10 ml. de una muestra normal cuando ocurran :

- En dos muestras consecutivas.
- En más de una muestra mensual, cuando se examinen mensualmente menos de 20 muestras; o
- En más del 5 % de las muestras, cuando se examinen mensualmente más de 20 muestras.

Cuando se presenten organismos del grupo coliforme en tres o más de las porciones de 10 ml. de una muestra normal aislada, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan cuando menos con 2 muestras consecutivas demuestren que el agua es de una calidad satisfactoria.

2. Cuando se examinen porciones normales de 100 ml , no más del 60 % deben mostrar, en cualquier mes, la presencia, la presencia del grupo coliforme. No será permisible la presencia del grupo coliforme en todas las cinco porciones de 100 ml. de una muestra normal cuando ocurra :

- En dos muestras consecutivas.
- En más de una muestra mensual, cuando se examinen menos de 5 muestras mensuales; o
- En más del 20 % de las muestras, cuando se examinen mensualmente cinco o más muestras.

Cuando se presenten los organismos del grupo coliforme en todas las 5 porciones de 100 ml. de una muestra normal aislada, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan con 2 muestreos consecutivos, cuando menos, demuestren que el agua es de una calidad satisfactoria.

3. Cuando se aplique la técnica de filtros de membrana, la media aritmética de la densidad coliforme de todas las muestras normales que se examinen en un mes, no deben exceder de un organismo por cada 100 ml. El número de colonias coliformes por muestra normal no ha de exceder de 3/50 ml, 4/100 ml, 7/200 ml, ó 13/500 ml, en:

- Dos muestras consecutivas.
- Más de una muestra normal, cuando se examinen mensualmente 20 ó más muestras, o
- Más del 5 % de muestras normales , cuando se examinen mensualmente 20 o más muestras.

Cuando en una muestra normal aislada, las colonias coliformes exceden de los valores anteriores, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan, cuando menos en 2 muestras consecutivas, demuestren que se tiene agua de calidad satisfactoria.

**b- Normas Químicas sobre Potabilización**

Las sustancias que un agua no debe contener se pueden clasificar en dos grupos :

- 1- Sustancias tóxicas
- 2.- Sustancias que pueden producir determinadas enfermedades

En el Cuadro 5.2 se incluyen los nombres de estas sustancias y los valores máximos recomendables y permisibles establecidos en las Normas de la Organización Mundial de la Salud (OMS) de 1971, y el Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos (USPHS) de 1962.

Cuadro 5.2 : Sustancias Químicas que Influyen sobre la Potabilidad del Agua

Sustancias	Normas OMS ( 1971 )		Normas USPHS ( 1962 )	
	Máxima Recomendable	Máxima Permisible	Máxima Recomendable	Máxima Permisible
<b>1. Sustancias Tóxicas</b>				
Arsénico ( As ) mg/lt		0.05	0.01	0.05
Bario (Ba) mg/lt (a)				1.00
Cadmio (Cd) mg/lt		0.01		0.01
Crome hexavalente (Cr+6) mg/lt (a)				0.05
Cianuro (CN) mg/lt		0.05	0.01	0.2
Plata (Ag) mg/lt (a)				0.05
Plomo (Pb) mg/lt		0.10		0.05
Mercurio (Hg) mg/lt		0.001		
Selenio (Se) mg/lt		0.01		0.01
Cobre (Cu) mg/lt	0.05	1.5	1.0	
<b>2. Compuestos Orgánicos</b>				
Hidrocarburos polinucleares aromáticos mg/lt (b)		0.20		
Compuestos fenólicos orgánicos como fenoles mg/lt (c)			0.001	
Extracto en carbón cloroformizado (ECC) mg/lt (d)			0.20	
<b>3. Sales</b>				
Cloruros (Cl-) mg/lt (e)	200	600	250	
Fluoruros (F) (f)	0.6 - 1.7		0.8 - 1.7	1.4 - 2.4
Nitratos (NO <sub>3</sub> ) (g)		45	45	
Sulfatos (SO <sub>4</sub> ) (e)	200	400	250	

- (a) OMS considera que Bario, Berilio, Cobalto, Molibdeno, Nitritotriacetato, Trocianato, Estaño , Uranio y Vanadio deben controlarse en el agua, pero no existe información suficiente para fijar límites tentativos.
- (b) Se ha encontrado que algunos HPA son cancerígenos.
- (c) Los fenoles se combinan con el cloro para producir compuestos que le dan sabor y olor al agua.
- (d) El ECC en el agua es un indicio de la magnitud de contaminación por materia orgánica.
- (e) Los cloruros y los sulfatos tienen propiedades laxantes, para personas no acostumbradas a ellos en el agua. Los efectos nocivos sólo se presentan con altas concentraciones.

- (f) La concentración máxima de fluoruros en el agua depende de la temperatura. Concentraciones que exceden los límites pueden producir fluorosis o manchas en los dientes.
- (g) Los nitratos producen metemoglobinemia en los niños de pocos meses. Sin embargo, la OMS reconoce que se han informado muy pocos casos de dicha enfermedad, cuando la concentración es menor de 100 mg/lt.

### c- Normas Fisicoquímicas del agua de consumo

Las características fisicoquímicas del agua influyen en:

- La aceptabilidad del agua por parte del público consumidor.
- Los costos de operación y mantenimiento de las redes.
- La economía de algunos procesos industriales.

Cuando un agua a sido sometida a procesos de clarificación, ciertas características como la turbiedad, pueden influir no solo en la aceptabilidad del agua, sino también en el aspecto sanitario. Se ha hallado últimamente, que existe una correlación entre remoción de partículas y calidad bacteriológica del efluente de los filtros. Salvo en este caso, las normas fisico químicas debe estar regida por consideraciones puramente económicas.

Según sea el destino que se le dé, además del uso doméstico, tiene que establecerse los límites de dureza, hierro y manganeso, pH, alcalinidad, etc., en especial cuando se hace un extenso uso del agua en la industria o en la agricultura.

El cuadro 5.3 presenta las Normas de la OMS de 1971 y les del USPHS de los Estados Unidos de 1962, sobre las principales características fisicoquímicas del agua de consumo humano.

Cuadro 5.3 : Normas de Calidad Físico-Química del Agua para Uso Doméstico

Sustancia	Normas OMS (1971)		Normas USPHS (1962)	
	Máximo Recomendable	Máximo Permisible	Máximo Recomendable	Máximo Permisible
<b>1. Características Físicas</b>				
Turbiedad U.J. (a)	5	25	5	
Color - Unidades	5	50	15	
Olor y Sabor - N. Incipiente	Ninguno	Ninguno	3	
Sólidos totales - mg/lt	500	1500		
<b>2. Características químicas</b>				
<b>a- Generales</b>				
Rango de pH	7.0 - 8.5	6.5 - 9.0		
Dureza Total - mg/lt	100	500		
<b>b- Metales</b>				
Calcio (como Ca) mg/lt	75	200		
Hierro (Total como Fe) mg/lt	0.1	1.0	0.3	
Manganeso (como Mn) mg/lt	0.05	0.5	0.05	
Magnesio (como Mg) mg/lt (b)	30	150		
Zinc (como Zn) mg/lt	5.0	15.0	5.0	
Boro (como Br) (c)				



- (a) Para agua tratada en plantas de tratamiento, el USPHS recomienda un máximo de 1.0 U.J. - La AWWA recomienda 0.1 U.J. como meta en este caso.
- (b) El límite de 30 mg/lt se fija cuando no hay más de 250 mg/lt de sulfatos; si hay menos del límite sube hasta 150 mg/lt de magnesio.
- (c) Ni las normas de la OMS ni las de la USPHS han fijado límite para el Boro. El "Water Quality Criteria" del Estado de California, Estados Unidos, dice que el boro no es considerado un peligro para la salud. En la agricultura puede ser muy perjudicial en concentraciones mayores de 0.5 - 4.0 mg/lt.

### **Procesos de Tratamiento del Agua**

Los procesos de tratamiento pueden dividirse en cuatro grupos :

- 1- Procesos de clarificación.
- 2- Procesos de desinfección.
- 3- Acondicionamiento químico.
- 4- Acondicionamiento organoléptico.

Las figuras 5.1 y 5.2 muestran una descripción esquemática de ellos.

#### **5.4.2 Elección de la Planta de Tratamiento**

De acuerdo a las características físico-químicas del agua, los procesos de tratamiento a emplear son :

1- Procesos de clarificación :

- Coagulación.
- Flocculación.
- Sedimentación.
- Filtración.

2- Procesos de desinfección.

Por la alta turbiedad presente en la fuente de agua, especialmente en épocas de mayor caudal, es necesario el diseño de unidades de pre-tratamiento, para acondicionar el agua a los procesos anteriormente seleccionados; la unidad de pre-tratamiento seleccionada son los desarenadores.

FIGURA 5.1 : PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA

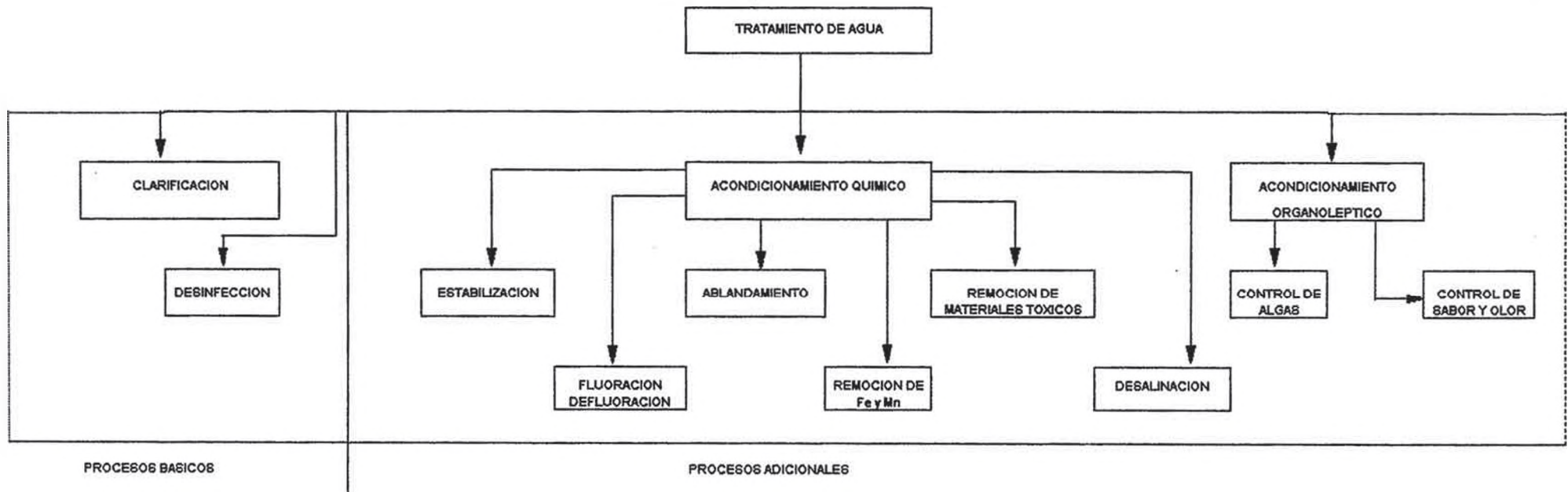
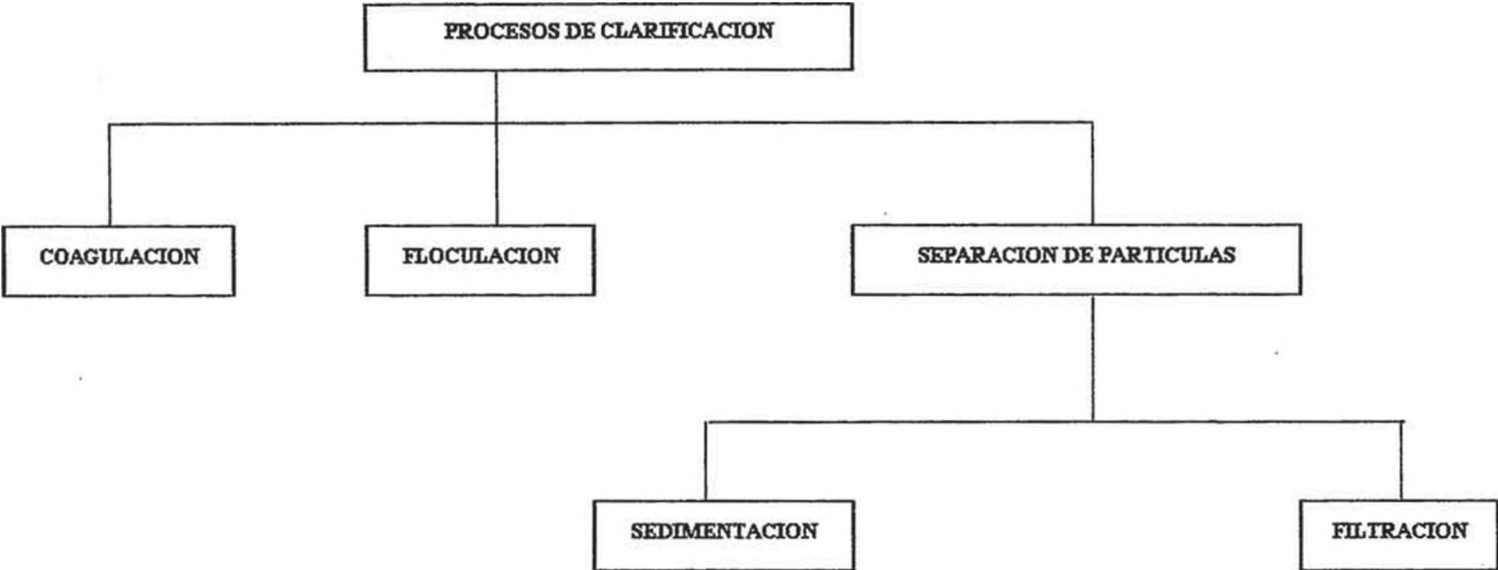


FIGURA 5.2 : PROCESOS DE CLARIFICACION DEL AGUA



### **5.4.2.1 Descripción de los Procesos a emplear**

#### **5.4.2.11 Acondicionamiento previo**

##### **Desarenadores**

El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda : el arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión, y evitar sobrecargas en los procesos posteriores al tratamiento.

##### **Descripción**

Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas :

##### **1- Zona de entrada**

Consiste en una transición que une el canal o tubería de llegada de la captación con la zona de sedimentación o desarenación, tiene como función el conseguir una distribución más uniformes de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad. Se consideran dos compuertas en la entrada para orientar el flujo hacia la unidad, o hacia el canal by-pass durante la operación de limpieza.

##### **2- Zona de desarenación**

Es la parte principal de la unidad consistente en un canal en el cual se realiza el proceso de depósito de partículas con pendiente en el fondo para facilitar la limpieza.

##### **3- Zona de salida**

Conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

##### **4- Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada**

Constituida por una tolva con pendiente de 10 % para impulsar el deslizamiento de la arena hacia un canal de 0.10 m. de alto por 0.30 m. de ancho, que facilita su salida a través de la compuerta de igual sección hacia la caja de desagüe.

### 5.4.2.12 Coagulación y Floculación

#### I Conceptos Preliminares

##### **Impurezas del agua**

El agua en su forma molecular pura no existe en la naturaleza, por cuanto contiene sustancias que pueden estar en suspensión o en solución verdadera según el tamaño de disgregación del material que acarrea.

Por otra parte, de acuerdo con el tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia o coloreada, o ambas.

La turbiedad, que no es más que la capacidad de un líquido de diseminar un haz luminoso, puede deberse a partículas de arcilla provenientes de la erosión del suelo, a algas o a crecimientos bacterianos.

El color está constituido por sustancias químicas, la mayoría de las veces provenientes de la degradación de la materia orgánica, tales como hojas y plantas acuáticas con las cuales el agua entra en contacto.

##### **Naturaleza de la turbiedad**

La turbiedad está principalmente conformada por arcillas en dispersión.

El término arcilla comprende una gran variedad de compuestos, pero en general se refiere a la tierra fina (0.002 mm. de diámetro de grano o menos), a veces coloreada, que adquiere plasticidad al mezclarse con limitadas cantidades de agua. Químicamente son silicatos de aluminio con fórmulas bastante complejas.

Físicamente están constituidas por cristales con una estructura atómica reticular definida.

La densidad de las arcillas es función del grado de humedad de la muestra : cuanto más húmeda sea esta, su densidad es menor.

Cuadro 5.4 : Densidad de algunos minerales de arcilla

Mineral	Contenido de Humedad (%)	Densidad
Montmorillonita	0.00	2.348
	46.00	1.772
Illita (Holanda)	0.00	2.649
	18.00	2.128
Illita (Illinois)Montmorillonita	0.00	2.642
	76.00	1.480
Kaolinita (Brocades)	0.00	2.667
	6.50	2.427

Se puede esperar por eso que las arcillas dispersas en el agua tengan densidades relativamente bajas y lenta velocidad de asentamiento.

Cuadro 5.5 : Tamaño de las dispersiones

ATOMOS Y MOLECULAS	COLOIDES			PARTICULAS SUSPENDIDAS			
( $\mu$ ) Milimicrones	1	10	$10^2$	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$
( $\mu$ ) Micrones	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1	10	$10^2$	$10^3$
(mm) Milímetros	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1

Debe notarse que los límites fijados en este esquema son aproximados y, por tanto, suelen a veces confundirse o intercalarse, en especial en los puntos de contacto.

Los coloides propiamente dichos tienen propiedades muy características que los distinguen en forma precisa. Los químicos suelen referirse a la sustancia dispersa como fase dispersa y a la sustancia dispersante como fase dispersante.

Existe ocho clases de disoluciones coloidales , los cuales se indican en el cuadro 5.6:

Cuadro 5.6: Tipos de disoluciones coloidales

Fase dispersa	Fase dispersante	Nombre	Ejemplo
1- Líquido	Líquido	Emulsión	Aceite en agua
2- Sólido	Líquido	Sol	Turbiedad del agua
3- Gas	Líquido	Espuma	Crema batida
4- Líquido	Gas	Aerosol	Niebla, neblina
5- Sólido	Gas	Aerosol	Humo, polvo
6- Líquido	Sólido	Gel	Jalea
7- Sólido	Sólido		Vidrio coloreado
8- Gas	Sólido		Piedra pómez

Para el problema de coagulación, lo que más interesa es la dispersión del sólido en líquido, que es la que forma buena parte de la turbiedad y el color ordinario del agua.

### **Clasificación de los sistemas coloidales**

Sin pretender dar una clasificación completa de los sistemas coloidales, podríamos dividirlos en : moleculares y no moleculares (micelares); liofilicos y liofóbicos, diuturnos y caducos, orgánicos e inorgánicos.

Los coloides moleculares, están constituidos por sustancias polímeras, formadas por largas cadenas orgánicas, con pesos moleculares muy grandes (15000 - 100000) y tamaños entre  $10^2$  y  $5 \times 10^2$   $\mu$  de longitud por 0.2 y 1  $\mu$  de grosor. Estos polímeros como la gelatina, las proteínas, el almidón, etc., no obstante estar dispersados molecularmente, no constituyen verdaderos solutos, sino coloides.

Los coloides de asociación o micelares pueden formarse por asociación de moléculas más pequeñas de minerales ( por ejemplo: oro ) o compuestos orgánicos ( ejemplo: jabones, detergentes ), que espontáneamente se aglutinan en presencia de un dispersante en partículas de tamaño coloidal.

Los coloides liofilicos ( hidrofilicos cuando se refieren al agua ) están constituidos por las dispersiones moleculares de sustancias poliméricas o sustancias aglutinadas en tamaño coloidal, que tienen una fuerte atracción por el solvente y reaccionan químicamente con el agua en la cual están dispersados ( ejemplo: jabones, materia orgánica encontrada en el agua negra). Su estabilidad depende de la capa de hidratación que los rodea en la cual hay moléculas de agua adheridas que actúan como barrera que impide el contacto entre moléculas.

Los coloides liofóbicos están en cambio, formados por sustancias insolubles en el dispersante ( por ejemplo: arcillas, metales ) y por lo mismo son mucho más inestables que los liofilicos. Son el tipo de dispersiones que más interesa en el tratamiento de aguas potables.

Los coloides diuturnos ( de larga duración ) son aquellos que no se modifican o se aglutinan durante mucho tiempo comparado con el periodo de observación.

Los coloides caducos son, al contrario, los transitorios que se aglutinan o cambian rápidamente.

Los coloides pueden ser orgánicos como las proteínas o las grasas, o inorgánicos como el oro o las arcillas minerales.

### **Forma de los coloides**

La forma de los coloides tiene relación directa con sus propiedades. No se ha hecho, sin embargo, una clasificación adecuada de las formas coloidales. Se pueden clasificar en isométricas y anisométricas. Las primeras son las que tienen una dimensión igual en todas direcciones ( esferas, poliedros ); las segundas son las que se extienden preferentemente en una o dos dimensiones tales como cilindros, láminas, cintas, etc.

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen más oportunidad de contacto que las formas esféricas o poliédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas y la rata de floculación.

### Propiedades de los coloides

Algunas de las más importantes son las siguientes :

- Propiedades cinéticas :
  - Movimiento browniano
  - Difusión
  - Presión osmótica
  
- Propiedades ópticas:
  - Efecto Tyndall-Faraday
  - Coloración
  
- Propiedades de superficie (adsorción)
  
- Electrocinetismo

### 1- Propiedades cinéticas

#### a- Movimiento Browniano

Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultramicroscopio, se puede notar entre ellos un movimiento constante y desordenado. Este fenómeno fue estudiado por primera vez en una suspensión de granos de polen por el botánico inglés Brown, en 1928, de donde ha recibido el nombre de movimiento browniano. Weiner, en 1963, sugirió que el bombardeo de las partículas hecho por las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas. Experimentos posteriores han justificado esta conclusión.

#### b- Difusión

El movimiento incesante de las partículas coloidales hace que estas se difundan, esto es, que se distribuyan uniformemente en el solvente. La velocidad de difusión es mucho menor que la velocidad media de la partícula en el movimiento browniano. Por otra parte, cuando más grande sea esta, la rata de difusión es menor



### **c- Presión osmótica**

Debido al movimiento browniano, si la concentración de partículas en un líquido no es uniforme, se produce el flujo de material desde las zonas de alta concentración hacia las de baja concentración hasta alcanzar un equilibrio. Esta es la razón por la cual si se introduce una celda, hecha de una membrana semipermeable que contenga cierta dispersión coloidal, en un líquido puro, éste trata de introducirse dentro de ella, para establecer una concentración uniforme, diluyendo la dispersión coloidal y produciendo una elevación del líquido dentro de la celda. El incremento del volumen produce una presión llamada presión osmótica.

## **2- Propiedades ópticas**

Las propiedades ópticas son la dispersión de la luz y la opalescencia.

### **a- Dispersión de la luz**

Un rayo de luz es diseminado al pasar a través de una dispersión coloidal. La diseminación es proporcional al tamaño de las partículas. Cuando se usa un rayo bien definido se puede observar claramente un cono de luz. A este fenómeno se le suele llamar efecto Tyndal-Faraday y se le puede observar en la vida diaria cuando un rayo de luz penetra una habitación oscura donde flotan partículas de polvo.

Las diseminaciones hacen parecer las soluciones turbias. La turbiedad es por tanto una forma de medir la concentración de partículas coloidales en un líquido.

### **b- Opalescencia**

Los coloides son primariamente incoloros, sin embargo, las suspensiones coloidales aparecen con cierta coloración. Por ejemplo, la suspensión de hidróxido férrico es roja. Esto puede deberse :

- A la diseminación de la luz.
- A la absorción selectiva por el coloide de una cierta longitud de onda.

La coloración puede usarse también para medir la concentración de los coloides.

## **3- Propiedades de superficie**

Cuando la materia se subdivide hasta llegar al tamaño coloidal se produce un gran incremento del área. En el cuadro 5.7 se puede apreciar que si dividimos un cubo de 1 cm de lado en cubos de  $\mu$ , obtendremos un área de  $6000 \text{ m}^2$ .

Cuadro 5.7 :Aumento de superficie de un cubo al aumentar su subdivisión

Largo de un lado	Cantidad de cubos	Superficie total
1 cm	1	6 cm <sup>2</sup>
1 mm	10 <sup>3</sup>	60 cm <sup>2</sup>
0.1 mm	10 <sup>6</sup>	600 cm <sup>2</sup>
0.01 mm	10 <sup>9</sup>	6000 cm <sup>2</sup>
1 u	10 <sup>12</sup>	6 m <sup>2</sup>
0.1 u	10 <sup>15</sup>	60 m <sup>2</sup>
0.001 u = 100 A	10 <sup>18</sup>	600 m <sup>2</sup>
1 mu = 10 A	10 <sup>21</sup>	6000 m <sup>2</sup>

Esta enorme superficie tiene la tendencia a adsorber, en la interfase sólido líquido, moléculas, iones, coloides. La capacidad de adsorción de las superficies es una de sus principales propiedades.

El fenómeno es exotérmico, es decir, libera energía térmica. En cambio, el fenómeno contrario, esto es la “desorción”, es endotérmico, es decir que consume energía en el proceso.

#### 4- Propiedades electrocinéticas (electrocinetismo)

Se ha observado que las partículas de una dispersión coloidal, se mueven de un polo de determinado signo a otro, al estar sometidas a un campo eléctrico, lo que demuestra que poseen una carga electrostática.

Esta carga primaria de los coloides se debe a tres causas principales: reemplazo isomórfico, ionización y adsorción.

##### a- Reemplazo isomórfico

En las arcillas, la estructura reticular de los cristales pueden tener imperfecciones. Dichas imperfecciones pueden originar el reemplazo de un átomo de mayor valencia o viceversa, creando así una carga eléctrica en la partícula.

##### b- Ionización

Muchos coloides naturales contienen en la superficie grupos químicos (carboxilos, hidroxilos, etc.), que pueden ionizarse dando origen a cargas eléctricas. Por ejemplo :



Estando envuelto en las ecuaciones el grupo hidroxilo, la carga primaria es dependiente del pH.

### c- Adsorción preferencial

Los coloides pueden también cargarse por adsorción preferencial de iones en la superficie. Este fenómeno puede deberse a :

- 1- Fuerzas químicas (quemiosorción)
- 2- Fuerzas electrostáticas eléctricas.

Un ejemplo puede encontrarse en la precipitación del bromuro de plata, que queda en forma coloidal como resultado de la reacción, entre el nitrato de plata y el bromuro de potasio :



El sol de bromuro de plata absorbe iones  $\text{Ag}^+$  quedando cargado positivamente. Estos iones suelen llamarse "iones determinantes del potencial". El signo y magnitud de la carga dependen en este caso, en gran parte, de las características de la fase acuosa.

### d- Fuerzas que intervienen

Esta carga primaria de los coloides produce una fuerza repulsiva que impide la aglomeración o coagulación de partículas, cuando estas se acercan unas a otras.; por tanto, dos fuerzas deben tenerse en cuenta :

- 1- las coulómbicas de repulsión y
- 2- las atractivas de Van der Waals.

Las fuerzas coulómbicas de repulsión se desarrollan cuando dos partículas de igual signo se aproximan y varían proporcionalmente por el producto de sus cargas ( $q_1 \times q_2$ ) e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia.

Por otra parte, las fuerzas de Van der Waals se deben a una multiplicidad de causas, una de las cuales se ha atribuido al movimiento continuo de los electrones en sus órbitas, el crea un campo magnético que fluctúa constantemente en forma bastante compleja y ejerce influencia sobre los electrones de la materia circundante, dando origen a las fuerzas que son siempre atractivas y que pueden existir entre partículas de carga opuesta, entre partículas neutras y entre partículas con la misma carga.

Dicha fuerza es relativamente débil, decrece en proporción a la séptima potencia de su distancia y, en consecuencia, rara vez es efectiva a más de 10-6 mm. Su magnitud es independiente de la carga neta de los coloides y no varía, por tanto, con el pH ni con otras características de la fase acuosa.

Las fuerzas de Van der Waals son grandemente responsables de la adsorción de moléculas e iones en las partículas coloidales.

### **Coagulación y Floculación**

Se llama coagulación-floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas con peso específico superior al del agua llamada floc. Dicho proceso se usa para :

- Remoción de turbiedad orgánica e inorgánica que no puede sedimentar rápidamente.
- Remoción de color verdadero y aparente.
- Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
- Destrucción de algas y plancton en general.
- Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos y de precipitados químicos suspendidos en otros.

El uso de cualquier otro proceso como la sedimentación simple, para la remoción de partículas finas, resulta antieconómico, sino imposible.

Hay que distinguir dos aspectos fundamentales en la coagulación-floculación del agua :

- La desestabilización de las partículas suspendidas, o sea la remoción de las fuerzas que las mantienen separadas.
- El transporte de ellas dentro del líquido para que hagan contacto, generalmente estableciendo puentes entre sí y formando una malla tridimensional de coágulos porosos.

Al primer aspecto, se le denomina coagulación y al segundo como floculación.

La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundos. Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas, entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

La floculación es el fenómeno por el cual las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar coágulos mayores.

Dos modelos explican el primer aspecto : el de la doble capa, basado en las fuerzas electrostáticas de atracción y repulsión, y el del puente químico que establece una relación de dependencia entre las fuerzas químicas y la superficie de los coloides.

En el segundo aspecto, debe distinguirse entre: floculación ortocinética y pericinética.

La primera es la inducida por la energía comunicada al líquido por fuerzas externas (paletas giratorias, por ejemplo), La segunda es la promovida, internamente dentro del líquido, por el movimiento de agitación que las partículas tienen dentro de aquel (movimiento browniano) y por la gravedad o peso de las partículas que al caer tienden a aglomerarse, y se realiza en un tiempo muy corto después de desestabilizada la partícula.

En las plantas de tratamiento la floculación es tanto pericinética como ortocinética :

Resumiendo lo anterior :

- |   |  |
|---|--|
| 1- Desestabilización de partículas<br>(coagulación) | - Modelo físico(Doble capa)<br>- Modelo químico (Puente químico)   |
| 2- Transporte de partículas<br>(floculación)        | - Ortocinético.- Creado en el líquido por el<br>gradiente de velocidad<br><br>- Pericinético Movimiento Browniano<br><br>Por sedimentación |

## II Desestabilización de las partículas coloidales

### Modelo Físico (doble capa)

El modelo físico explica la coagulación del agua teniendo en cuenta las fuerzas electrostáticas existentes en las partículas, considerándolas rodeadas de una doble capa eléctrica que interacciona con la fase acuosa. Para explicar este concepto, se han presentado sucesivamente tres teorías :

- La primera supone que acudirán a la superficie del coloide, tantos iones positivos (contraiones) del medio dispersante cuantos sean necesarios para neutralizar su carga. Se formará una capa adherida alrededor de él, en la que caerá todo el potencial  $q$ . Esta fue la teoría inicial propuesta por Helmholtz en 1879 y analizada por Nernst diez años más tarde.
- Gouy en 1910 y Chapman en 1913 demostraron que la teoría de Helmholtz-Nerst, no era adecuada, pues la agitación térmica del líquido tiende a separar los contraiones de la superficie del coloide y a formar una capa difusa alrededor de ella, en la que el

potencial cae lentamente prolongándose hasta una distancia  $d$  dentro del líquido que la rodea.

- En 1924, Stern mostró que era necesario aceptar la posibilidad de la coexistencia de las teorías de Helmholtz y las de Gouy, considerando la formación de una capa adherida y una capa difusa alrededor del coloide. El potencial  $q$  cae rápidamente en la capa adherida y lentamente en la capa difusa.

A esta última se le conoce como “Capa de Gouy” y su espesor  $d$  (teóricamente infinito) puede ser determinado. La capa adherida es llamada capa de Stern. Por transportarse con la partícula se puede considerar como parte de la carga del coloide. Debe notarse que el espesor del doble lecho en comparación con su diámetro es muy pequeño, del orden de centésimas de micrones.

### Potenciales del coloide

En un coloide deben tenerse en cuenta los siguientes potenciales :

- 1- El potencial  $q$  que existe en la superficie del coloide, o potencial de Nernst.
- 2- El potencial  $\emptyset$  que existe en la superficie interior de la doble capa, donde empieza la parte difusa.
- 3- El potencial zeta que existe en el plano de cizalla y es de mucha importancia en la coagulación.

### Potencial Zeta

La teoría de la doble capa no está aún totalmente completa. La simplificación hecha por Helmholtz en 1879 da, sin embargo una mayor comprensión del fenómeno.

Helmholtz asimila la doble capa a un condensador de dos cargas iguales y opuestas separadas por un espesor  $d$ . Si las cargas son iguales a  $q$ , el potencial de dicho condensador es el potencial zeta. De acuerdo con la electrostática, este valor varía con la constante dieléctrica  $D_c$  y viene expresado por la fórmula :

$$\zeta = 4 \pi q \frac{\delta}{D_c} \quad \text{de donde :} \quad q\delta = \frac{\zeta * D_c}{4 * \pi}$$

El producto  $q\delta$ , o sea la carga de la partícula por la distancia hasta la cual se le considera efectiva, es llamado el momento eléctrico del coloide y ha sido determinado experimentalmente partiendo del valor de la constante dieléctrica.

## Estabilidad e inestabilidad de las Suspensiones Coloidales

Hameker, en 1936, desarrolló su célebre teoría sobre la estabilidad o inestabilidad de los coloides liofóbicos, según el cual, estas dependen de la acción combinada :

- De las fuerzas coulómbicas de repulsión.
- De las fuerzas atractivas de Van der Waals.

Si componemos tal como se ve en la figura 5.3, las fuerzas atractivas y repulsivas nos dan una resultante que es la marcada por la línea de puntos. Esta resultante tiene una cresta que es llamada barrera de energía. Para que un coloide flocule, es decir se aglutine con otros , es necesario que las partículas se aproximen a una distancia menor que  $L$ , esto es una distancia menor a la que existe entre el centro del coloide y la cresta de la resultante o barrera de energía. La ubicación de la barrera de energía varía con el pH. Ahora bien, los coloides se aproximan a distancia menor que la de la barrera de energía, cuando el potencial zeta baja hasta un punto llamado "punto isoeléctrico" ( $\zeta = 0$ ), lo que sucede si:

- se neutraliza la carga  $q$
- se represa  $\delta$  incrementando el número de iones en la solución.

### 1- Coagulación por neutralización de la carga

La neutralización de las cargas de coloides liofóbicos puede hacerse :

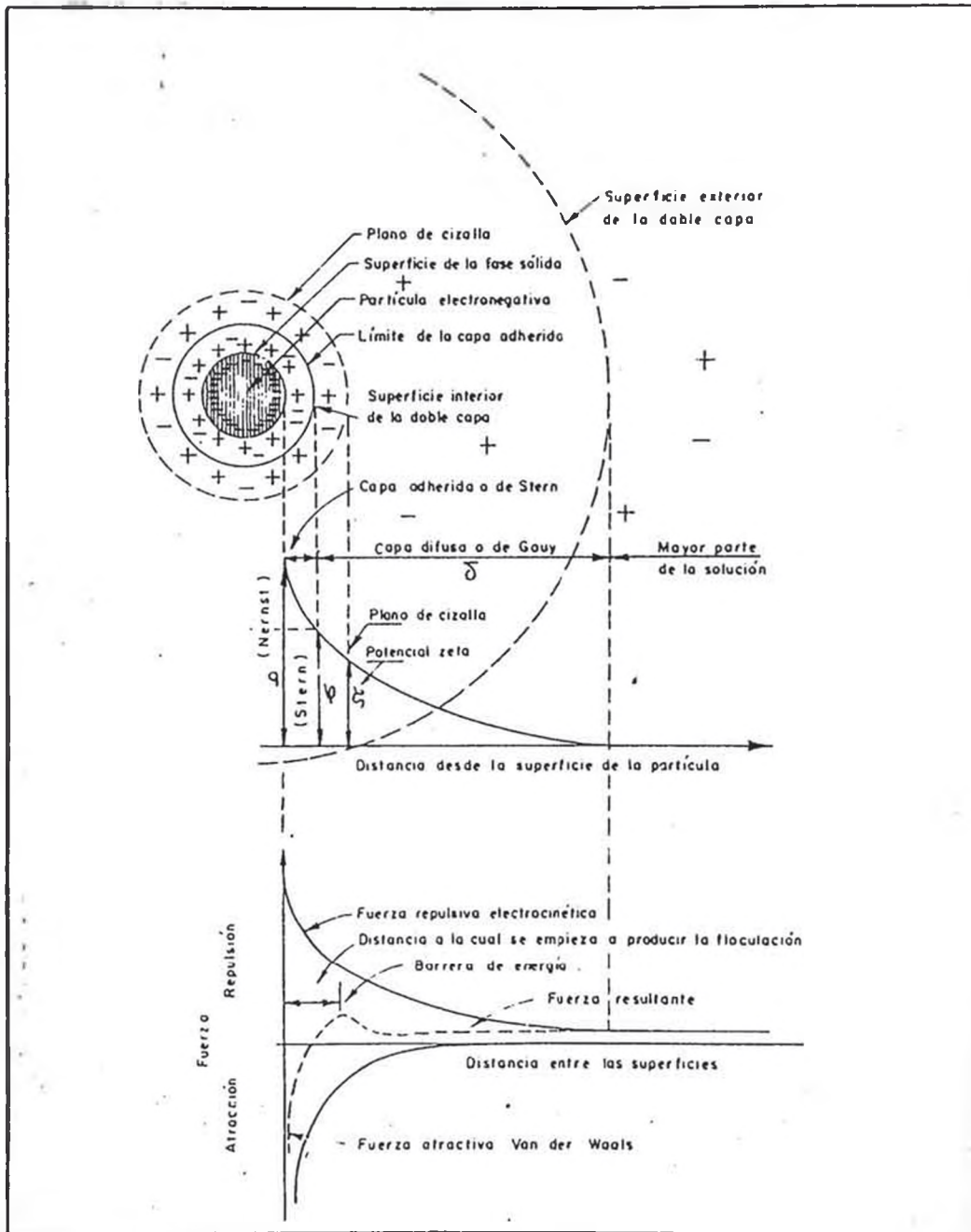
- Por cambio de la concentración de los iones que determinan el potencial del coloide.
- Por adsorción de iones que posean una carga opuesta a la de los iones determinantes del potencial, y que sean capas de reemplazar a estos en la capa de Stern.

### 2- Coagulación por compresión de la doble capa

Incrementando la concentración del electrolito se incorporan contraiones en la capa difusa, con lo cual esta se represa y se disminuye la magnitud de las fuerzas repulsivas, permitiendo la eliminación de la barrera de energía. Por eso, la adición de una sal neutra (electrolito indiferente) no cambia el potencial del coloide pero altera la forma de la curva de las fuerzas coulómbicas, disminuyendo la distancia  $\delta$  hasta la cual son efectivas.

Al primer tipo de coagulación se le considera como el mecanismo de interacción de la superficie específica; al segundo, como el mecanismo de reducción de la interacción de

**Figura 5.3 Estabilidad e inestabilidad de las suspensiones coloidales**





la doble capa. No existe una línea de demarcación precisa entre estos dos mecanismos, ambos pueden actuar simultáneamente para promover la desestabilización de las partículas.

La reducción del espesor de la doble capa, sin embargo, es más importante que la reducción del potencial zeta hasta el punto isoeléctrico ( $\zeta = 0$ ).

La concentración de electrolito necesaria para realizar la coagulación depende de la carga de los iones.

Se ha encontrado que un ion bivalente es de 30 a 60 veces más efectivo que un ion monovalente; y un ion trivalente, de 700 a 1000 veces más efectivo que un ion monovalente.

Del modelo físico de la coagulación, se deducen los siguientes principios :

- Existe una concentración crítica de coagulación (c.c.c.) que debiera alcanzarse cuando los coloides disminuyen su potencial hasta alcanzar el punto isoeléctrico ( $\zeta = 0$ ).
- La concentración crítica de la coagulación (c.c.c.) debe ser independiente de la concentración de la fase dispersa o concentración de sólidos floculables en el agua.
- El exceso de coagulantes agregados al agua, no puede producir inestabilización de las partículas, por cuanto los coloides no adsorben más contraiones de lo que su carga primaria lo permita.

Se ha observado, sin embargo, que la c.c.c. se alcanza con valores cercanos al punto isoeléctrico como regla general, pero no necesariamente cuando  $\zeta = 0$ , lo cual contradice al punto "a". Por otro lado, a mayor turbiedad, aunque no siempre, se requiere mayor cantidad de coagulantes, esto contradice el punto "b". Asimismo, si se agrega un exceso de coagulantes, la coagulación no se efectúa o se realiza pobremente porque los coloides pueden reestabilizarse, lo que contradice el punto "c". El modelo físico de la coagulación, por tanto, podría no explicar la totalidad del fenómeno.

### **Modelo químico de la coagulación**

El modelo químico de la coagulación considera que la carga primaria de las partículas coloidales se debe a la ionización directa de los grupos químicos presentes en la superficie de ellas, tales como hidroxilos, carboxilos, fosfatos o sulfatos; y que la precipitación de los coloides se realiza por reacción de estos grupos con iones metálicos polivalentes agregados con los coagulantes.

Según esto, el efecto desestabilizante de ciertos iones se interpreta más en términos de interacción química que exclusivamente en términos de adsorción de contraiones en la doble capa, como en el modelo físico.

La repulsión electrostática puede disminuir, pero no necesariamente eliminar la adsorción de un ion en la superficie de un electrodo que tiene una carga similar. De donde se deduce que la contribución química de la adsorción de iones, puede ser mayor, a veces, que la contribución electrostática.

Por otra parte, la desestabilización de los coloides, producida por los compuestos poliméricos que se forman en la coagulación o por polímeros como los polielectrolitos, no puede explicarse con el modelo de la doble capa.

La Mer propuso, para esto, la teoría del puente químico que supone la molécula del polímero adherida a la superficie del coloide en uno o más sitios de adsorción, dejando libre, extendida en el agua, el resto de la cadena, la cual puede pegarse de nuevo a otros coloides en sitios de adsorción vacantes. Se forma así un puente químico entre las partículas que permite el incremento del tamaño de estas y promueve su eventual precipitación.

Si  $\tau$  es el número de segmentos por molécula que posee un polímero, y  $\beta$  es el número de segmentos adsorbidos por molécula, la cantidad de segmentos libres será  $(\tau - \beta)$ .

La proporción de segmentos adsorbidos será  $\beta / \tau$ . Por otro lado, si  $P_0$  = concentración del polímero añadido y  $P$  = concentración residual del polímero después de realizada la adsorción,  $(P_0 - P)$  será la concentración adsorbida y  $(P_0 - P)N$  ( $N$ =número de Avogadro) las moléculas concentradas en la interfase.

El número de sitios cubiertos será :

$$\beta (P_0 - P)N$$

y la fracción de sitios cubiertos en una superficie dada :

$$\theta = \frac{\beta (P_0 - P)N}{sS_0}$$

En donde:  $s$  = número de sitios de adsorción por unidad de área  
 $S_0$  = área superficial de los coloides

La probabilidad de flocular de los coloides es proporcional a la fracción de superficie cubierta  $\theta$  por el polímero y a la fracción de superficie no cubierta  $(1 - \theta)$ .

Por tanto, la rata de formación del floc  $-\frac{dn}{dt}$  (rata de disminución del número de partículas primarias sin flocular) es igual a :

$$\frac{-dn}{dt} = k_1 n_o^2 \theta(1-\theta)$$

Donde :  $n_o$  - número de partículas primarias sin flocular

De la ecuación anterior se concluye :

- Cuando el polímero no es adsorbido ( $\theta = 0$ ) el floc se desintegra espontáneamente y  $dn_o/dt$  se aproxima a cero.
- Cuando la superficie está totalmente cubierta ( $\theta = 1$ ) no se pueden formar puentes y  $dn_o/dt$  se aproxima también a cero.
- En cambio, cuando  $\theta = 0.5$  y la mitad de la superficie de los coloides está cubierta por los segmentos poliméricos, el floc tiene la máxima estabilidad ( $dn_o/dt = \text{máxima}$ ).

Esto explica el que la coagulación sea pobre o no se produzca, cuando se pone un exceso de coagulantes. Pues, en este caso, todos los sitios de adsorción pueden quedar cubiertos ( $\theta = 1$ ), lo que reestabiliza las partículas sin que tal cosa signifique reversión del potencial zeta.

Por otra parte, dentro de determinadas condiciones, una suspensión desestabilizada puede estabilizarse de nuevo si es sometido a una agitación violenta, puesto que las partículas llegan a quedar totalmente cubiertas por el polímero, al doblarse las cadenas poliméricas sobre sí mismas y ocupar otros sitios en el mismo coloide al cual se han adherido.

El modelo del puente químico, también explica la relación (estequiométrica) que existe entre la cantidad de superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coagulantes agregados. Además se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga coagulación óptima con polímeros que tienen una carga similar a la de los coloides.

#### Fases de la coagulación

- 1ra Fase : Hidrólisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión.
- 2da Fase: Precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan.
- 3ra Fase: Adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides.
- 4ta Fase: Adsorción mutua entre coloides.

- 5ta Fase: Acción de barrido.

Al agregar un coagulante al agua, este se hidroliza (reacciona con las moléculas del agua) y pueden producir la desestabilización de las partículas, por simple adsorción específica de los productos de hidrólisis (generalmente con carga positiva), en la doble capa que rodea a los coloides negativamente cargados (compresión de la doble capa o neutralización de las cargas), o por interacción química con los grupos ionizables de su superficie (1ra Fase).

Por otro lado, como los productos de la hidrólisis de los coagulantes sufren reacciones de polimerización (se enlazan unos a otros para formar grandes moléculas), se transforman en largas cadenas tridimensionales con extremos activos. (2da Fase.)

Estas cadenas pueden ser fácilmente adsorvidas en los sitios vacantes de adsorción de los coloides existentes en la suspensión, dejando los extremos extendidos en el agua (3ra Fase).

Dichos extremos pueden adherirse a otros coloides que tengan sitios vacantes también, formando así masas esponjosas de partículas de la suspensión ligadas por cadenas poliméricas (4ta Fase). Este proceso debe de ser ayudado agitando lentamente al agua.

Al sedimentar, estos coágulos hacen un efecto de barrido (5ta Fase), atrapando en su caída nuevas partículas que se incorporan a los microfloculos en formación. La aparición de hidróxidos metálicos insolubles en agua, que se precipitan, puede también contribuir y, en algunos casos, producir por si sola el efecto de barrido.

Debe notarse que este modelo de la coagulación es bastante simplificado, y que las fases pueden coexistir y en ocasiones invertirse. Las fases 1 y 3 podrían ser simultáneas, por ejemplo, cuando se agregan polielectrolitos al agua, en cuyo caso la causa de la desestabilización de las partículas puede ser la adsorción de las cadenas poliméricas agregadas con el polielectrolito.

Cuando se usan coagulantes metálicos, la desestabilización y la formación de polímeros podrían ocurrir como fenómenos separados pero no necesariamente consecutivos.

Los polímeros formados por los coagulantes metálicos son menos efectivos como aglutinantes para enlazar partículas, que los orgánicos o sintéticos que ya están formados cuando se agregan al agua.

Puede también ocurrir que un coloide adsorba a otro de carga opuesta sin ligante ninguno (coagulación mutua).

Todas estas reacciones son dependientes de la alcalinidad del agua, el pH y la temperatura.

### Remoción de Turbiedad

La aplicación de una dosis creciente de coagulante en agua que contiene partículas productoras de turbiedad (generalmente arcillas), da origen a un proceso que se puede caracterizar en la forma indicada en la figura 5.3a, tomada de los estudios de Langelier de 1952 y Mackrle de 1962.

La figura muestra cuatro zonas. Así:

- Zona 1 : La dosis de coagulantes no es suficiente para desestabilizar las partículas y, por lo tanto, no se produce la coagulación.
- Zona 2 : Al incrementar la dosis de coagulantes, se produce una rápida aglutinación de los coloides.
- Zona 3 : Si continúa incrementándose la dosis, llega un momento en que no se produce buena coagulación, pues los coloides se reestabilizan.
- Zona 4: Al aumentar aún más la dosis hasta producir una supersaturación, se produce de nuevo una rápida precipitación de los coagulantes que hace un efecto de barrido, arrastrando en su descenso las partículas de turbiedad.

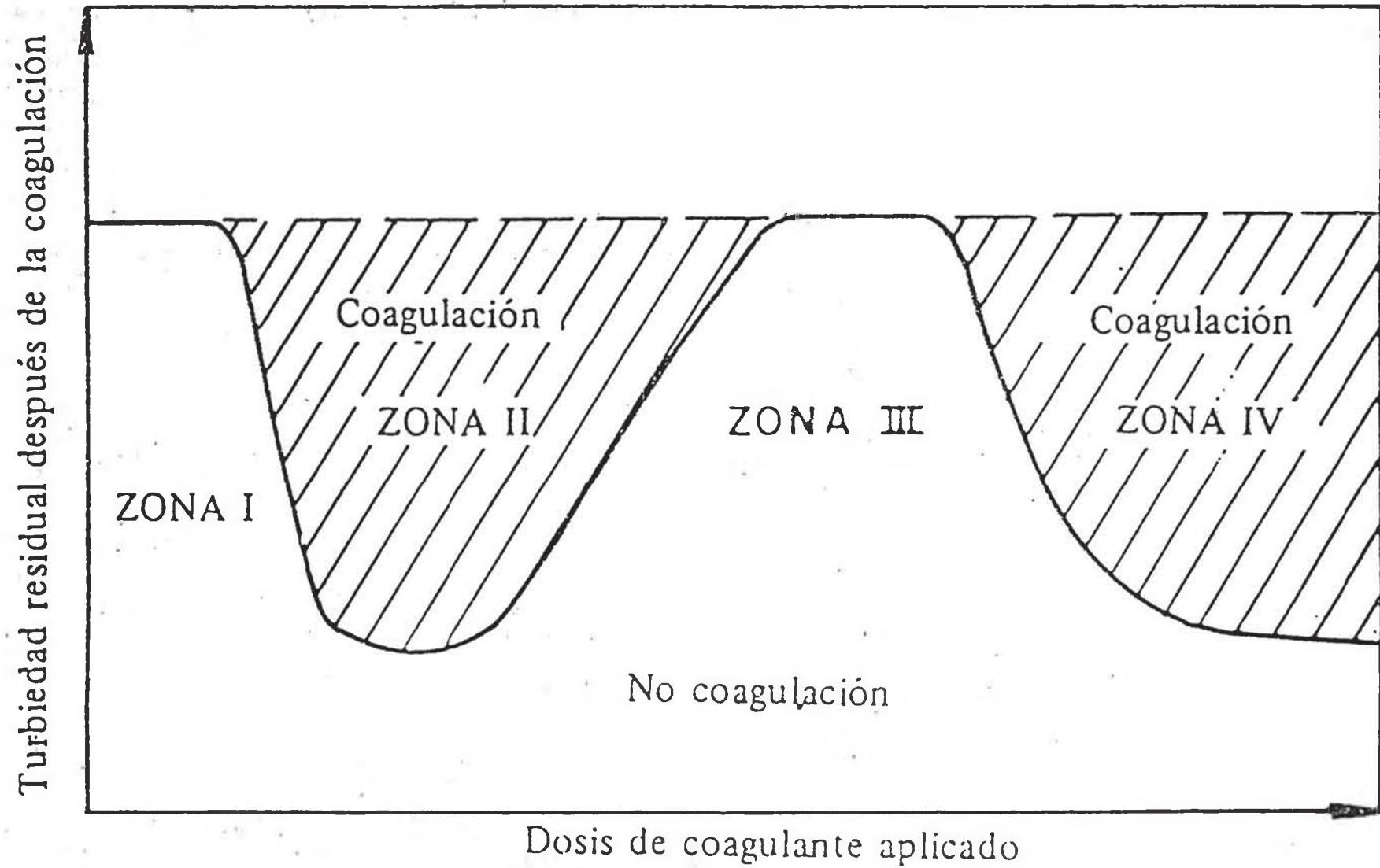
### Concentración de coloides

El que se produzca uno o varios de los procesos descritos al analizar una muestra de agua depende del área superficial total de los coloides, que puede ser mayor o menor, según sea la concentración de las partículas y su diámetro. La misma área superficial puede producirse con un diámetro grande de partículas y una alta concentración que con un pequeño diámetro y una baja concentración. Cuanto más se subdividan las partículas, menor número de ellas se necesitan para producir una superficie dada.

Cuando se usa sulfato de aluminio como coagulante, el cual se polimeriza a ciertos valores del pH, la relación entre la concentración de coloides y la dosis de coagulantes puede expresarse :

- Cuando la turbiedad del agua es muy pequeña, se necesita una gran cantidad de coagulante para iniciar la precipitación. A medida que aumenta la concentración de partículas esta cantidad disminuye.
- En cambio, cuando la turbiedad del agua es alta, existe una relación estequiométrica entre la dosis de coagulante aplicado y la cantidad de partículas suspendidas. Esto es, a mayor concentración de coloides, mayor cantidad de coagulante se requiere para iniciar la coagulación.

Figura 5.3a : Remoción de turbiedad



La razón para esta aparente discrepancia en el comportamiento de las aguas con alta y con baja turbiedad, se explica diciendo que en el primer caso, la coagulación es producida principalmente por la precipitación de los hidróxidos metálicos ( $Al(OH)_3$ ,  $Fe(OH)_3$ ) que aparecen al reaccionar los coagulantes con la alcalinidad y que al descender arrastran las partículas que encuentran a su paso (floc barrido). Se necesita por eso una gran cantidad de coagulante para crear un voluminoso precipitado que puede producir este efecto.

En el segundo caso, la coagulación es llevada a cabo por la adsorción de productos de hidrólisis o polímeros en la superficie de las partículas de turbiedad, y existe por eso una relación estequiométrica entre la superficie de los coloides y la cantidad de coagulantes añadidos. Esta reacción requiere para completarse, por lo general, una menor cantidad de coagulante y una mayor cantidad de tiempo. Las suspensiones concentradas, difícilmente se reestabilizan aun aplicando grandes dosis de coagulantes.

De lo anterior se deduce que : el que un agua, sea poco o muy turbia, cambia su comportamiento cuando se requiere coagularla.

### Remoción de color

El mecanismo de la coagulación de las partículas de color, es distinto al de la coagulación de partículas de turbiedad.

Esto se debe a la diferente naturaleza del color. El color es producido por lo que se denomina sustancias húmicas, término bastante genérico que cubre una gran variedad de compuestos químicos no definidos, de variable peso molecular, que están en estado coloidal, tienen su origen en la descomposición de la materia orgánica, y poseen una definitiva afinidad (hidrofílica) por el agua. Las sustancias húmicas se han clasificado en carbón húmico (humus coal), ácido fúlvico, ácido himatomelánico y ácido húmico. El ácido fúlvico es quizás la fracción más soluble.

Cuadro 5.8 : Clasificación del agua según su comportamiento en la coagulación

Tipo de agua	Coagulación producida por	Forma de coagulación requerida
I. Baja concentración de coloides, baja alcalinidad	Formación de precipitado Floc de barrido	Alta dosis de coagulantes Adición de alcalinidad o partículas, o ambas
II. Baja concentración de coloides, alta alcalinidad	Formación de precipitado Floc de barrido	Alta dosis de coagulantes Adición de partículas.
III. Alta concentración de coloides, baja alcalinidad	Adsorción de polímeros metálicos positivos en la superficie de los coloides (pH de 4 a 7)	Dosis de coagulante incrementa con concentración de partículas. Adición de alcalinidad.
IV. Alta concentración de coloides, alta alcalinidad	Adsorción de polímeros metálicos positivos y precipitación de hidróxidos (pH mayor de 7)	Dosis de coagulante incrementa con concentración de partículas.

El tamaño del coloide del color es extremadamente fino. Las partículas tienen tamaños que varían entre 3.5-10  $\mu$ , lo que está muy cerca del límite entre la dispersión coloidal y la solución verdadera.

Otra característica del color es la que disminuye su intensidad con la disminución de pH. Este fenómeno se puede apreciar en la vida diaria al agregarle limón al té. El cuadro 5.9, tomada del estudio de Black y Christman, muestran el cambio de color producido con el pH para las distintas muestras analizadas.

Cuadro 5.9 : Variación del color con el pH

Muestras de agua	Unidades de color		Aumento de color a pH 10 sobre color a pH 2.0 - %
	A pH 2.0	A pH 10	
A	100	270	67
B	237	412	74
C	102	182	78
D	71	130	83
E	50	82	64
F	54	82	62
G	190	290	73
H	42	86	105
I	330	440	30
J	150	265	77

Existe bastante evidencia de que la mayoría de las partículas de color son electronegativas y se mantienen en suspensión debido a las fuerzas coulómbicas de repulsión.

Varias generalizaciones pueden hacerse al respecto:

- La remoción satisfactoria de color puede obtenerse con movilidad positiva de las partículas, o sea, la coagulación óptima no se produce necesariamente en el punto isoeléctrico.
- El pH óptimo para coagular el color es generalmente más bajo (pH = 3.5-6) que el que se necesita para desestabilizar a las arcillas (pH = 6-7).
- La cantidad de color que queda después de efectuada la coagulación, varía al cambiar el pH, en forma mucho más acentuada que cuando se desestabiliza la turbiedad. Al aumentar el pH, se fija el color.
- Existe una marcada relación estequiométrica entre la cantidad de color y la cantidad de coagulante.

### Coagulantes

Los coagulantes los podemos clasificar en dos grandes grupos : Los polielectrolitos o ayudantes de coagulación y los coagulantes metálicos.



Ambos grupos básicamente actúan como polímeros además de la carga eléctrica que poseen.

En los primeros, las cadenas poliméricas están ya formadas cuando se los agrega al agua. En los segundos, la polimerización se inicia cuando se pone al coagulante en el agua, después de la cual viene la etapa de adsorción por los coloides presentes en la fase acuosa.

Es, sin embargo, necesario observar que la velocidad de sedimentación de las partículas coaguladas no depende en forma exclusiva de los coagulantes usados, sino del peso de las partículas que se trata de sedimentar.

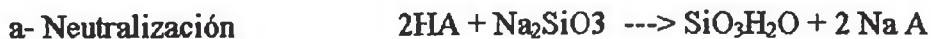
### **Polelectrolitos**

Químicamente son polímeros de alto peso molecular ( $10^4$ - $10^7$ ) con gran número de sitios activos en sus largas cadenas orgánicas, que pueden ser lineales o con brazos, compuestos de un solo tipo de monómero o de varios tipos; pero, en todos los casos, forman macromoléculas de tamaño coloidal.

Los polielectrolitos se clasifican de acuerdo con su carga en aniónicos y catiónicos, según que los grupos ionizables que posean sean negativos o positivos. También pueden ser no iónicos, cuando no poseen grupos ionizables.

Uno de los más antiguos polielectrolitos usados fue la sílica activada, que se prepara haciendo reaccionar una solución diluida de silicato de sodio  $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  con cualquiera de los siguientes compuestos : ácido sulfúrico o silicato de sodio, o solución de sulfato de aluminio, o sulfato de amonio, o cloro, o bicarbonato de sodio, o bióxido de carbono. Estos compuestos se denominan agentes activadores y son los que promueven la polimerización del  $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  . La extensión de este proceso depende del porcentaje de neutralización del silicato de sodio y se incrementa con el tiempo. Si se deja que se complete, se forma un gel o pasta que puede tapan los conductos en el sistema de dosificación.

La reacción se realiza en dos partes :



En donde A representa el radical del agente activador.

La fórmula exacta de los polielectrolitos sintéticos es por lo general un secreto comercial.

Se considera que el 90 % de los polielectrolitos tienen como monómero básico la acrilamida:

La poli(acrilamida) es típicamente un polímero no iónico que puede manejarse en forma muy variada. Esto tiene la ventaja de que pueden sintetizarse una gran variedad de compuestos, con distintas propiedades y aplicaciones.

La ventaja de los polielectrolitos radica en que cuando las partículas no pueden aproximarse por las fuerzas de repulsión creadas por la doble capa, la gran longitud de las cadenas poliméricas, permite el unir los coloides entre sí por energía química, en condiciones en las cuales no hubiera habido normalmente coagulación. Esta reacción es generalmente muy rápida con 85 % del polímeros adsorvido en menos de 10 segundos.

La cantidad de polielectrolito que se usa es por lo común muy pequeña. Suele estar entre 0.01 y 1 mg/lt, lo que compensa un poco con su precio, que es alto. Los polielectrolitos sintéticos, sin embargo, rara vez se usan solos, sino en combinación con coagulantes metálicos.

La razón para usar bajas dosis está en la cantidad tan enorme de segmentos que ellos poseen. La poli(acrilamida) con un peso molecular de  $5.5 \times 10^6$  produce  $10^{13}$  segmentos por litro de agua con una dosis de 0.1 mg.lt.

De la investigación realizada sobre este tipo de sustancias en el Centro de Ingeniería Sanitaria, Robert B. Taft, de Cincinnati, Estados Unidos, se desprenden las siguientes conclusiones prácticas, entre otras :

- 1- Los polielectrolitos usados en unión de coagulantes metálicos comunes, producen un floc que sedimenta rápidamente.
- 2- Con ciertas aguas, la dosificación de polielectrolitos en pequeñas cantidades reduce el gasto de coagulantes.
- 3- Las algas son rápidamente coaguladas con polielectrolitos catiónicos.
- 4- A veces, los polielectrolitos actúan no como ayudantes de la coagulación, sino como coagulantes.
- 5- Todos los polielectrolitos no son igualmente efectivos con todas las aguas.
- 6- Dosis excesivas de polielectrolitos producen dispersión en lugar de ayudar a la coagulación.
- 7- Deben los polielectrolitos añadirse en forma de solución diluida para asegurar una completa mezcla.

### **Coagulantes metálicos**

Existe una variedad bastante grande de coagulantes metálicos todos los cuales los podemos clasificar en tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios.

#### **Coagulación con sales de aluminio**

Las sales de aluminio forman un floc ligeramente pesado. Las más conocidas de éstas son el sulfato de aluminio, el sulfato de aluminio amoniacal y el aluminato de sodio.

El primero es el coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo, se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable.

#### **Influencia del pH**

Un pH final tan bajo tiene dos principales desventajas :

- a- Sitúa al agua en un rango de pH, en el cual la coagulación no se realiza o se realiza pobremente.
- b- Hace al agua corrosiva.

Cabe también observarse que el pH modifica las cargas electrostáticas de las partículas.

#### **Coagulación con Sales de Hierro**

Las sales de hierro tienen su ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, por que forman un floc más pesado y de mayor velocidad de asentamiento, y porque pueden trabajar en un rango de pH mucho más amplio. Por tanto, se usan cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del floc para incrementar la eficiencia de ellos.

Las más conocidas de las sales de hierro son : el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso.

##### **a- Cloruro férrico**

El cloruro férrico se consigue en tres formas : como cristales hidratados ( $\text{FeCl}_3 \cdot x \text{H}_2\text{O}$ ) amarillos o cafés, como cristales anhidros ( $\text{FeCl}_3$ ) de color verde oscuro, o como solución del 35 % a 45 %.

Cualquiera que sea la forma en que venga, el cloruro férrico se aplica en solución del 2 al 20 %, según sea el tamaño de la planta y la capacidad del aparato dosificador.

El cloruro férrico puede trabajar con pH tan bajo como 4 y tan alto como 11. Sin embargo, se suele utilizar más bien con agua ácida y blanda, fuertemente coloreada y que contiene ácido sulfhídrico.

Los lodos provenientes de la coagulación con hierro son muy corrosivos, tienen un color café oscuro y suelen manchar o teñir los objetos y las corrientes de agua. Son por eso difíciles de manejar.

#### **b- Sulfato férrico**

El sulfato férrico se encuentra en forma anhidra como  $Fe_2(SO_4)_3$ , pero más comúnmente en su forma hidratada como  $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$ .

La adición de un álcali (cal o soda ash) en combinación con el coagulante, resulta en un rango más amplio del pH que puede ir desde 3.5 hasta 11.

Suele, sin embargo, preferirse para que trabaje con aguas muy ácidas.

#### **c- Sulfato ferroso**

El sulfato ferroso es la fuente de hierro más barata como coagulante. Ordinariamente se usa hidratada como  $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ . Una de sus ventajas es la que debe usarse en combinación con cal.

En la práctica es conveniente agregarle un pequeño exceso de cal, de 1 a 5 mg/lit sin sobrepasar el límite para evitar la precipitación posterior del hidróxido férrico en las tuberías.

El sulfato ferroso se usa para agua turbia, fuertemente alcalina, con pH superior a 8 y es, por tanto, inadecuado para tratar agua blanda, especialmente si su contenido de color es alto, ya que la alcalinidad interfiere con la remoción del color.

### **III Transporte de partículas - Cinética de la coagulación**

Después de desestabilizadas, las partículas coloidales tienen que trasladarse dentro del líquido para hacer contacto unas con otras y aglutinarse. En cierta manera todas las partículas están sometidas a floculación debida a ambos mecanismos. La mayor o menor influencia de uno u otro depende del tamaño de ellas. En las partículas muy finas ( $< 1\mu$ ), predomina el movimiento browniano (floculación pericinetica); mientras que las de mayor tamaño ( $> 1\mu$ ), predominan las diferencias de velocidades creadas por la agitación del fluido o gradiente de velocidad (floculación ortocinetica).

### **Gradiente de Velocidad**

Camp en un estudio posterior basado en el análisis de 20 plantas de tratamiento de los Estados Unidos, estimó que  $G$  varía entre 20 y 74  $\text{seg}^{-1}$ . Stein en pruebas de jarras, concluyó que un gradiente de velocidad de 20  $\text{seg}^{-1}$  era óptimo mientras 40  $\text{seg}^{-1}$  podría romper el floc.

### **Comparación entre floculación peri y ortocinética**

Harris y Kaufman consideran que para dos partículas iguales cuyos radios están a la mitad de la distancia de colisión, la floculación de partículas con radios menores de 0.37  $\mu$  están más fuertemente influenciada por el movimiento browniano, mientras que las de radio mayor de 0.37  $\mu$  lo están preferentemente por el gradiente de velocidad.

O'Melia, por otra parte, dice que para partículas coloidales con un diámetro menor de 0.1  $\mu$ , un gradiente de velocidad de 1000  $\text{seg}^{-1}$  sería necesario para que la floculación ortocinética fuera tan efectiva como la floculación pericinética. Similarmente para partículas de 10  $\mu$  de diámetro, un gradiente de velocidad de 0.001  $\text{seg}^{-1}$  sería suficiente para que la floculación ortocinética igualara la eficiencia de la floculación pericinética.

Conviene además tener en cuenta que la concentración de partículas determina la rata de floculación. O'Melia calcula que una muestra de agua que solo contenga 10,000 organismos coliformes por litro y ninguna otra partícula coloidal, necesitaría un periodo de detención de 40 días agitando la muestra con un gradiente de velocidad de 10  $\text{seg}^{-1}$  para reducir la concentración de microorganismos a la mitad.

Debe por tanto concluirse, que la agitación del líquido no es efectiva sino cuando la concentración de sólidos es relativamente alta y las partículas han alcanzado tamaños relativamente grandes ( $> 1\mu$ ).

La importancia de la mezcla rápida que se acostumbra en plantas de tratamiento, se debe a la necesidad de dispersar instantáneamente los coagulantes para promover la desestabilización de los coloides, pero solo cuando se han formado los microfloculos, lo que puede tardar fracciones de segundo, la agitación comienza a ser efectiva para promover la aglutinación de ellos en coágulos mayores que puedan sedimentar en un tiempo económicamente aceptable.

#### **5.4.2.13 Mezcladores y floculadores**

El proceso de coagulación-floculación se realiza en las plantas de tratamiento en tres pasos separados :

- I- Adición de coagulantes
- II- Dispersión de coagulantes (mezcla rápida)
- III- Aglutinación de partículas (mezcla lenta)

##### **I- Adición de coagulantes**

Los coagulantes metálicos  $Al(III)$  y  $Fe(III)$  siempre deben aplicarse en solución verdadera. El aplicarlos en suspensión o peor aun en polvo, sin que las partículas del compuesto hayan tenido tiempo de disolverse, disminuye notablemente la efectividad del proceso, lo que se traduce en un desperdicio de dichas sustancias químicas.

La solución de coagulantes puede prepararse en dos formas:

- 1- Dosificando el polvo en forma continua en un tanque de hidratación desde donde la solución se lleva al punto de aplicación, lo que impropia se denomina dosificación en seco.
- 2- Preparando la solución previamente, y dosificándola en gravedad o por bombeo en el punto de aplicación, lo que se suele llamar dosificación en húmedo. Tanto en el primero como en el segundo caso, los coagulantes están ya mezclados con el agua cuando se aplican.

##### **Preparación de las soluciones**

###### **a- Solución de coagulantes metálicos**

Se pueden usar soluciones saturadas o no saturadas para dosificar coagulantes. Una solución es saturada cuando contiene a una determinada temperatura tanto soluto cuanto puede retener en presencia de un exceso de dicho soluto.

Cuando se usan soluciones no saturadas, los cambios de temperatura no le afectan, pero debe evitarse al preparar este tipo de disoluciones, la hidrólisis del coagulante. El pH de la solución debe ser siempre ácido, inferior a 4, para que la especie primariamente presente la constituya iones hidratados.

Al permitir la hidrólisis del coagulante antes de aplicarlo, esto es, al dejar que reaccione con las moléculas de agua para formar hidróxidos y compuestos poliméricos (lo que sucede a pH mayor de 4) se destruye buena parte de la efectividad del Al(III) y Fe(III).

Los coagulantes metálicos deben aplicarse en soluciones concentradas en lo posible al 10%. Sin embargo, estudios realizados en la planta de Deer Valley (Phoenix, Arizona), por Griffith y Willians, parecen indicar que rebajar la solución del sulfato de aluminio hasta un 1.5 % no disminuye la eficiencia, y hasta puede mejorar los resultados del procesos al promover una más rápida dispersión del coagulante. Ensayos específicos deberán realizarse en cada caso, para determinar la concentración óptima de la solución del Al(III) o Fe(III) que deberá aplicarse.

#### **b- Soluciones de álcalis**

Cuando la alcalinidad del agua no es suficiente para reaccionar con los coagulantes, se aplica alguna base conjuntamente con ellos. Los compuestos más comunes son: el carbonato de sodio ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) y la cal viva ( $\text{CaO}$ ) o apagada ( $\text{Ca(OH)}_2$ ).

Las plantas grandes requieren el uso de cal. El óxido de cal ( $\text{CaO}$ ) se produce con concentraciones entre el 80 y 99 %.

El problema de la cal viva es que hay que apagarla, esto es hacerla reaccionar con el agua. Esta es una reacción exotérmica que debe hacerse con la mínima cantidad de agua y que puede durar entre 15 y 60 minutos, según la calidad del material de que se disponga.

Terminado este proceso, la cal, ya en la forma de hidróxido de calcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) se le agrega más agua, para llevarla hasta la concentración que se necesita, según el equipo dosificador que se use. Queda entonces preparada una suspensión que se debe agitar mientras se aplica, para que no sedimente, pues su solubilidad en agua es baja, en proporción inversa a la temperatura. A mayor temperatura, menor solubilidad

Algunas plantas prefieren el uso directo de cal apagada, para evitar el tener que hidratar el  $\text{CaO}$  antes de dosificarla. El costo del  $\text{Ca(OH)}_2$  suele ser mayor, pero tiene la ventaja de que no se deteriora con el almacenamiento.

#### **Método para dosificar compuestos químicos**

Los compuestos químicos pueden medirse en :

- 1- En seco o en polvo.
- 2- En solución o líquido.

El primer método permite una dosificación continua del compuesto, pues automáticamente va vertiendo el material granular en la cámara de solución, lo que hace que se requiera poca mano de obra, pero en cambio tiene las siguientes desventajas :

- a- El costo de los equipos necesarios es entre 10 y 20 veces mayor que el de los alimentadores por solución.
- b- El mantenimiento de los aparatos requieren piezas que hay que importar en algunos casos y que necesita una mano de obra especializada que a veces no está disponible.

Cuando se usa para dosificar coagulantes, tiene además las siguientes desventajas:

- a- El pequeño tamaño de las cámaras de solución, hace que los coagulantes , en algunas oportunidades no alcancen a disolver completamente antes de ser aplicados, lo que deteriora notablemente el proceso de mezcla, e induce un serio desperdicio de dicho material, que es el que presenta mayor costo en sustancias químicas para la planta de tratamiento.
- b- La medida del coagulante no es exacta, pues está influenciada por el tamaño del grano.
- c- El coagulante en polvo es más caro que el coagulante en bloque sin refinar, o que el coagulante líquido.

Por estas razones , en Europa siempre se ha preferido la dosificación en solución, y en muchas planta de tratamiento de Estados Unidos se está volviendo a ella, especialmente con la popularización del uso del sulfato de aluminio que es más barato.

### **Dosificadores en seco**

Pueden ser volumétricos o gravimétricos. En los primeros el polvo es colocado en una tolva alta, desde donde el material cae hasta un mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se desplaza con una velocidad prefijada variable a voluntad, arrastrando un cierto volumen de sólidos y vertiéndolos en una cámara de solución con agua , provisto de un sistema de agitación.

En los segundos el polvo es dosificado por medio de una balanza que regula el peso del material que pasa y permite que una correa sin fin u otro mecanismo lo vierta en la cámara de solución, desde donde fluye por mangueras o tubos hasta el punto de aplicación. Estos dosificadores son más costosos que los volumétricos.

### **Dosificadores en solución**

Los dosificadores en solución son menos costosos que los anteriores, requieren de un menor número de piezas y son, más fácilmente reparables por un operador no entrenado.



La dosificación en solución puede hacerse de muchas formas. Generalmente se clasifican en : sistemas por gravedad y sistemas por bombeo.

### **Sistemas de dosificación solución por gravedad**

Los sistemas por gravedad constan básicamente de tres partes :

- a- Tanques de solución.
- b- Tanque dosificador.
- c- Elemento hidráulico de medida

### **Tanques de solución**

El mayor problema para almacenar o transportar coagulantes en solución concentrada es la corrosión. El pH suele ser bajo, inferior a 4, por lo común.

Los siguientes materiales resisten al ataque del sulfato de aluminio líquido:

- 1- Acero inoxidable grado 316.
- 2- Caucho natural o sintético.
- 3- Madera.
- 4- Plásticos: PVC, polyesters, Polyetileno.
- 5- Resinas asfálticas (con concentraciones no mayores del 25 %) y epóxicas.
- 6- Vidrio.

El cloruro férrico o ferroso es aun más corrosivo que el sulfato de aluminio. El acero, acero inoxidable 316, hierro fundido, plomo, níquel son atacados.

El tanque de solución puede diseñarse para que trabaje con una solución concentrada o con una solución diluida.

En el primer caso hay que dejar un sector, o canastilla para depositar el sulfato de aluminio que se va a disolver.

En plantas grandes se requiere construir cámaras especiales para ello, en el cual se hace percolar el agua a través de un lecho de bloques de este coagulante para preparar la solución concentrada.

Cuando se usa una solución diluida, se agrega en el tanque una cantidad medida del coagulante, de acuerdo con la concentración que se desee, se revuelve durante cierto tiempo hasta que se disuelva. En este caso, hay que disponer por lo menos de dos unidades para trabajar en forma alternada con ellos.

Las soluciones de sulfato de aluminio, siempre contienen impurezas, de manera que es conveniente colocar la salida del flujo a una cierta altura sobre el fondo, para evitar que los sedimentos que se depositen en él sean arrastrados por el líquido y obstruyan los aparatos de medida.

La agitación de las soluciones de coagulantes no es necesaria una vez que estos se solubilizan totalmente. En cambio, en suspensiones de cal, sí es siempre esencial.

### **Tanques dosificadores por gravedad**

Los más comunes son :

- a- De orificio regulable
- b- De orificio fijo
- c- Proporcionales
- d- Torres de saturación

#### **a- Orificios Regulables**

##### **a1-Modelo integrado**

Consiste esencialmente de una llave o válvula de plástico suspendida de un flotador de madera, corcho, caucho o plástico. La válvula se abre o se cierra desde arriba con un vástago de manejo largo.

Es preferible usar válvulas de apertura rápida, que con un giro de 180 ° abra o cierra completamente. De esta manera, una vez construido el dosificador, se puede calibrar para que produzca un flujo determinado para cada posición de la manija, y marcar en un círculo los centímetros cúbicos por segundo que produce.

### **II- Dispersión de coagulantes (mezcla rápida)**

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en tres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes:

- 1ra fase : Hidrólisis de los iones Al(III), Fe(III). Esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre  $10^{-10}$  seg y  $10^{-3}$  seg.
- 2da fase : Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies poliméricas.
- Se realiza en un tiempo que puede variar entre  $10^{-2}$  seg y 1 seg.
- 3ra fase : Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales; el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre  $8.5 \times 10^{-5}$  segundos mínimo y  $2.4 \times 10^{-4}$  segundos máximo.

Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando primero microfloculos o partículas con diámetro inferior a una micra, lo que puede tardar menos de 60 seg; luego estos núcleos se aglutinan en partículas mayores (16.8 segundos a 546 segundos) y por último, se hidratan aumentando su volumen. La floculación se puede completar virtualmente de 3 a 6 minutos con muy poco incremento posterior del volumen del floc.

Si las reacciones físico químicas entre el agua y los coagulantes se completan antes de que estos últimos o sus productos iniciales, hayan tenido oportunidad de ser adsorvidos por las partículas coloidales, la eficiencia del proceso disminuye notablemente, lo que se traduce en un desperdicio de coagulante, pues hay que dosificar más para obtener los resultados que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido la adecuada.

La velocidad aparente de aglutinación de las partículas aumenta con solo mejorar la mezcla rápida; debe seleccionarse como punto de aplicación del coagulante, el lugar donde se produzca mayor turbulencia en el reactor.

### **Velocidad de mezcla**

La velocidad con la cual los coagulantes deben dispersarse en toda la masa de agua, depende de velocidad de las reacciones de estos con la alcalinidad y con el agua misma.

La alcalinidad, por su capacidad amortiguadora o por una reacción más directa con los iones  $[\text{HCO}_3^-]$  ó  $(\text{OH}^-)$ , influencia la velocidad y extensión de las reacciones, acelerando la formación de los productos de hidrólisis iniciales y la aparición de los hidróxidos neutros menos activos.

### **Métodos para realizar la mezcla rápida**

En plantas de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar de dos formas :

a- Con mezcladores de flujo pistón y

#### b- Con retromezcladores

En los primeros, la adición de coagulantes se hace al pasar la masa de agua por un punto determinado, en el cual se produce una fuerte turbulencia inducida por un aparato hidráulico (orificio, vertedero, etc.)

En los segundos, el agua es retenida en una cámara especial por un tiempo de detención nominal de 10-60 segundos, en donde se aplican los coagulantes, mientras se agita con una turbina o paleta rotatoria o cualquier otro sistema para crear turbulencia.

La diferencia entre ambos métodos es amplia. En los retromezcladores, el agua que entra y acaba de ser dosificada con el coagulante, se mezcla con el agua previamente retenida en la cámara y que hace algún tiempo recibió la dosis de coagulante. Esto produce una interacción entre los compuestos químicos iniciales, que se forma en la masa de agua que llega y los previamente formado en la masa de agua retenida en el tanque, lo que no parece beneficiar el proceso.

#### Mezcladores de flujo pistón

Los sistemas más comunes son:

- a- Salto hidráulico
- b- Canaleta Parshall
- c- Tubo Venturi
- d- Dispersores

#### Canaleta Parshall

La canaleta Parshall es una de las formas más comunes de producir una mezcla hidráulica. Debido a su forma la velocidad del flujo aumenta en la sección de aproximación y pasa por la profundidad crítica al comienzo de la garganta. El incremento brusco de la pendiente (2.67:1) acelera el agua creando régimen supercrítico, el cual se resuelve en un salto hidráulico al encontrar la pendiente negativa, en la que el régimen es subcrítico. Este salto hidráulico es el que se puede usar como sistema de mezcla. A fin de que se trabaje en forma eficiente, la canaleta debe trabajar con descarga libre.

#### III- Aglutinación de partículas (mezcla lenta)

Una vez dispersados los coagulantes hay que producir una lenta agitación en el agua para permitir el crecimiento del floc. Este crecimiento es inducido por el contacto entre

partículas de diámetro mayor de  $1\mu$  creado por el gradiente de velocidad de la masa líquida.

Tres características esenciales deben por eso estudiarse en toda floculación :

a- La forma de producir la agitación.

b- El gradiente de velocidad.

c- El tiempo de detención.

Los dos objetivos básicos que se persiguen son:

1. Reunir los microfloculos para formar partículas mayores con peso específico superior al agua.
2. Comparar el floc (disminuyendo su grado de hidratación) para producir una baja concentración volumétrica, que permita una alta eficiencia en la fase de separación (sedimentación-filtración).

La materia sólida en el floc representa entre el 2-11 % de su volumen, y el grado de agitación depende del gradiente de velocidad que se comunique a la masa líquida, la cual influencia el peso específico de las partículas formadas y su velocidad de asentamiento.

#### **Concentración volumétrica del floc**

La concentración del floc es inversamente proporcional al gradiente de velocidad  $G$  y al tiempo de floculación. En otras palabras, podemos variar el volumen del floc, cambiando la energía que se le comunique a la masa líquida o al periodo de detención del floculador.

El volumen del floc formado con baja velocidad de agitación puede ser hasta 25 veces más grande que el producido con alta velocidad de agitación.

#### **Clasificación de los floculadores**

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en hidráulicos y mecánicos.

Los primeros según el sentido del flujo, se clasifican en : de flujo horizontal, de flujo vertical y de flujo helicoidal.

Los segundos asimismo según el sentido del movimiento, se clasifican en reciprocantes y rotatorios.

Cuadro 5.10 : Clasificación de los floculadores

Según la energía de agitación	Clasificación	Ejemplo
I- Hidráulicos	1- Flujo horizontal	Tabiques intercalados a lado y lado del tanque
	2- Flujo vertical	Tabiques colocados arriba y abajo del tanque
	3- Flujo helicoidal	
II-Mecánicos	1- Rotatorios	Paletas giratorias de eje horizontal o vertical
	2- Reciprocantes	Paletas o cintas oscilantes

### Floculadores hidráulicos

Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Puede ser de tabiques o de flujo helicoidal.

Los primeros consisten en tanques provistos de pantallas en los cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

Los más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. En los primeros el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180° al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

### Gradiente de velocidad en mezcladores hidráulicos

Generalmente el gradiente promedio en los floculadores de pantallas varía entre 10 y 100 seg-1 y más frecuentemente entre 30 y 60 seg-1.

### Ventajas de los floculadores hidráulicos :

- No tienen corto circuitos, esto es, el flujo queda retenido durante un tiempo casi igual al periodo de detención nominal.
- No tiene partes movibles, de forma que su operación y mantenimiento son más simples que de los equipos mecánicos.

- Si bien la pérdida de carga necesaria para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía, lo que es una considerable ventaja cuando el flujo llega por gravedad a la planta.

#### 5.4.2.13 Sedimentación

Una vez floculada el agua, el problema radica en separar los sólidos del líquido, o sea las partículas coaguladas, del medio en el cual están suspendidas.

Esto se puede conseguir dejando sedimentar el agua o filtrándola, o ejecutando ambos procesos consecutivamente que es lo común.

La sedimentación y la filtración, por tanto, deben considerarse como procesos complementarios. La sedimentación realiza la separación de los sólidos más densos que el agua y que tiene una velocidad de caída tal que pueden llegar al fondo del tanque sedimentador en un tiempo económicamente aceptable. La filtración, en cambio, separa aquellos sólidos que tienen una densidad muy cercana a la del agua, o que han sido resuspendidos por cualquier causa en el flujo, y que por tanto no quedan removidos en el procesos anterior.

a- Sedimentación de partículas discretas en un líquido en reposo

b- Sedimentación de partículas aglomerables

La mayoría de los sedimentadores se construyen para la separación de partículas aglomerables. Este fenómeno es mucho más complejo que el anterior, por cuanto la velocidad de asentamiento  $v_s$  de los coágulos no es constante, sino creciente con el tiempo ya que estos aumentan de tamaño con la profundidad.

#### Clasificación de los Sedimentadores

Los sedimentadores según su carga superficial pueden clasificarse en dos tipos : de baja velocidad de separación y de alta velocidad de separación. Los primeros pueden ser de flujo horizontal y de flujo vertical o de manto de lodos. Los segundos pueden ser de pantalla o celdas. Así, el cuadro 5.11 muestra la clasificación de sedimentadores.

Cuadro 5.11 : Clasificación de Sedimentadores

Velocidad de flujo	Clase	Cargas superficiales m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
Baja	Horizontal	15 - 30
	Vertical	30 - 60
Alta	Pantallas Celdas	60 - 80





forman “corrientes superficiales” que avanzan de la entrada a la salida, sin permitir el asentamiento de las partículas.

Las corrientes de densidad, también pueden producirse por las diferencias en la concentración de partículas suspendidas en las distintas masas de agua, las cuales suelen crear fuerzas más importantes que las térmicas. Afortunadamente, la mayor concentración de partículas suele estar en el fondo pero cualquier perturbación en el flujo, ya sea por temperatura, obstrucciones, alta velocidad de las paletas del floculador, etc., puede alterar el equilibrio produciendo un flujo envolvente sobre si mismo o sinuoso, muy diferente al teórico calculado, que es el que con más frecuencia aparece en los sedimentadores horizontales, aun en los bien diseñados.

#### **b- Corrientes debidas al viento**

El viento, al soplar sobre la superficie de los sedimentadores, puede producir corrientes de suficiente intensidad, como para producir cambios en la dirección del flujo y alterar el precario equilibrio de las masas de agua. En sedimentadores grandes puede crear oleajes de cierta magnitud, interfiriendo el proceso de sedimentación o desequilibrando la distribución del flujo en las canaletas de salida. Se recomienda por eso el uso de cortinas de árboles o vallas vegetales que impidan el impacto directo del viento sobre el agua.

#### **c- Corrientes cinéticas**

Las corrientes cinéticas pueden producirse por :

- alteraciones en la zona de entrada.
- Obstrucciones en la zona de sedimentación.
- Diseño impropio de la zona de salida.

Las alteraciones en la zona de entrada puede deberse como causa de corrientes cinéticas, la distribución desigual del flujo en la entrada del sedimentador (orificios de distintos diámetros o algunos parcialmente obstruidos), los tabiques que dejan pasar el agua solamente por el fondo, etc.

La distribución desigual del agua en la zona de salida es una de las más frecuentes causas de corrientes cinéticas en el sedimentador. Las canaletas mal niveladas o impropriamente diseñadas inducen zonas muertas que inutilizan grandes áreas del tanque.

#### **Sedimentación de alta velocidad**

Los sedimentadores de alta velocidad consisten esencialmente en una serie de tubos (circulares, cuadrados o hexagonales) o láminas planas paralelas colocadas en un tanque

apropiado con un ángulo  $\theta$  de inclinación, de modo que el agua ascienda por las celdas con flujo laminar. Esto permite cargas superficiales entre 4 y 10 veces mayores que las usadas en sedimentadores horizontales, o sea, entre 120 y 300  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ , cuando los sedimentadores ordinarios trabajan con 20-60  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ . Los periodos de sedimentación son usualmente menores de 10 minutos. La ventaja de trabajar con velocidades de asentamiento de 0.14 - 0.42 cm/seg está en que se obtiene un flujo mucho más estable que el que existe en los sedimentadores ordinarios, en los que la velocidad de asentamiento rara vez excede de 0.07 cm/seg y generalmente es menor.

### **Aplicaciones prácticas de los sedimentadores de alta velocidad**

Los sedimentadores de alta velocidad pueden usarse para:

- Aumentar el flujo en sedimentadores sobrecargados sin perder eficiencia.
- Disminuir el área de sedimentación.

#### **5.4.2.14 Filtración**

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración puede efectuarse de muchas formas distintas : con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último , el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante.

### **Clasificación de los filtros**

El proceso de filtración se puede considerar que ocurre en dos etapas distintas pero complementarias :

- 1- La de transporte de las partículas dentro de los poros.
- 2- La de adherencia a los granos del medio.

Cuadro 5.12 : Clasificación de los filtros

Según la velocidad de filtración	Según el medio filtrante usado	Según el sentido del flujo	Según la carga sobre el lecho
Rápidos 120-360 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	1- Arena (h = 60-75 cm)	Ascendente	Por gravedad
	2- Antracita (h = 60-75 cm)	Descendentes	Por presión
	3- Mixtos: antracita (50-60 cms) y arena(15-20 cms)	Flujo mixto	
Lentos 7-14 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	Arena (h= 60-100 cms)	Descendente Ascendente	Por gravedad

Los mecanismos que puede realizar el transporte son:

- Cernido
- Sedimentación
- Intercepción
- Difusión
- Impacto Inercial

Las que puede realizar la adherencia:

- Fuerzas de Van der Waals
- Fuerzas electroquímicas
- Puente químico

Cual de ellos sea el que controla el proceso de filtración, ha sido asunto de largos debates. Es indudable que no todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo, y que en algunos casos la contribución que uno o varios de ellos pueden hacer para retener el material suspendido es quizás despreciable.

## **1- Transporte de partículas**

### **a- Cernido**

Cuando la partícula es de tamaño mayor que los poros del lecho filtrante, puede quedar atrapado en los intersticios, cuyo tamaño suele variar entre 0.1 y 0.2 mm para granos de 0.5 mm, y entre 0.3 y 0.6 mm para los de 1.2 mm, dado que el floc grande puede tener de 0.5 a 2.0 mm de diámetro. El cernido solo actúa en las capas más superficiales del lecho y con partículas relativamente fuertes capaces de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el flujo, cuya velocidad aumenta en las constricciones.

### **b- Sedimentación**

La remoción de partículas menores que el tamaño de los poros, puede deberse a la sedimentación de ellas en la superficie de los granos.

La sedimentación sólo puede producirse con material suspendido relativamente grande y denso cuya velocidad de asentamiento sea alta, y en zonas del lecho donde la carga hidráulica sea baja.

### **c- Intercepción**

La remoción del floc dentro del lecho es llevada a cabo primeramente por contacto de las partículas del floc con la superficie de los granos o con floc ya depositado o adheridos a ellos.

### **d- Impacto Inercial**

Cuando la velocidad del flujo es baja, la partícula viaja con las líneas del flujo. En cambio cuando la velocidad es alta y la partícula es grande, debe tenerse en cuenta los efectos de la inercia, los cuales hacen que aquella pueda seguir una trayectoria distinta a la de las líneas de flujo, si adquiere suficiente cantidad de movimiento para eso. Esto implica que al pasar una suspensión alrededor de un obstáculo, mientras las líneas de flujo se curvan, las partículas pueden continuar con su trayectoria original, impulsadas por la fuerza de inercia, y chocar con el grano del filtro quedando adheridas a él.

### **e- Difusión**

Debido al movimiento browniano, existe una tendencia de las partículas pequeñas a difundirse desde las áreas de mayor concentración a las áreas de menor concentración. Hay que tener en cuenta que la mayoría de las partículas que llegan al filtro, son menores de 10 $\mu$ .

## 2- Adherencia

El que cada contacto resulte efectivo y produzca o no adhesión de la partícula al medio filtrante, podía pensarse que depende más que de mecanismos puramente físicos, de una serie de factores químicos y electroquímicos, la variación de los cuales induce modificaciones en el comportamiento de los filtros.

### a- Fuerzas de Van der Waals

Estas fuerzas son primariamente responsables de la adhesión de las partículas a los granos del filtro.

Dentro de la distancia  $\Delta r$  desde la superficie de cada grano sobre la cual las superficies de adhesión son operativas, hay un volumen alrededor de cada grano, que puede designarse como "espacio de adhesión" y las partículas suspendidas que entran en este espacio serían removidas del flujo, a medida que sean atraídas para adherirse a la superficie de los granos.

Estas fuerzas que actúan a muy corta distancia , puede determinarse así :

$$F_a \approx \frac{K * d_p}{12 * r^2}$$

Donde:

K= constante de atracción de Van der Waals

$d_p$ = diámetro de la partícula

$r$ = distancia entre la partícula y el grano

La constante de Van der Waals incrementa con la densidad de las partículas, de manera que según esta teoría el floc más denso se adhiere con más fuerza al medio filtrante.

### b- Fuerzas electrostáticas

Es la combinación de las fuerzas coulombicas con las de Van der Waals, las que determinan dentro de ciertas circunstancias, la adsorción entre partículas.

Considerando este mecanismo como el responsable de la adhesión del material suspendido al medio filtrante, tres casos podemos considerar :

- 1- Los granos del medio filtrante son negativos y los coágulos o floc son positivos. En este caso existe una fuerza atractiva entre el medio y las partículas, lo que hace que la sola aproximación de estas a los granos del lecho, puede producir atracción y adhesión.

- 2- Los granos del medio filtrante son negativos mientras que los coágulos o partículas son neutros. En este caso, la barrera de energía ha desaparecido y todo contacto se puede esperar que termine en adhesión.
- 3- Los granos del medio filtrante son negativos y los flocos son negativos también. En este caso existe repulsión entre unos y otros, pero las fuerzas hidrodinámicas pueden ocasionalmente vencer la barrera de energía y aproximar lo suficiente los coágulos a los granos como para que las fuerzas atractivas de Van der Waals puedan actuar. La probabilidad de adhesión de las partículas en este caso es menor que en las anteriores.

### c- Puente químico

La desestabilización de los coloides es efectuada por los productos de la hidrólisis que a determinados pH se polimerizan.

Las cadenas poliméricas adheridas a las partículas, dejan sus segmentos extendidos en el agua, los que pueden ser adsorvidos por otras partículas o por sitios vacantes en los granos del filtro. Este fenómeno es independiente de las cargas electrostáticas . El uso de ayudantes de filtración o polielectrolitos inyectados en el afluente al filtro, puede ser de gran utilidad para aumentar la adhesión de la materia suspendida al medio filtrante.

### Factores que influyen en la filtración :

- 1- Tipo de medio filtrante
- 2- Velocidad de filtración
- 3- Tipo de suspensión
  - a) Características físicas (volumen, densidad, tamaño)
  - b) Características químicas
- 4- Influencia de la temperatura
- 5- Dureza del floc

#### 1- Tipo de medio filtrante

El medio filtrante usado en plantas de tratamiento de agua está constituido por arena silíceo, antracita, granate o una combinación de dichos materiales. La forma tiene importancia no solo por el aspecto hidráulico (pérdida de carga inicial) sino por la relación superficie a volumen, ya que el proceso de la filtración tiene relación directa con el área total de los granos.

Por la misma razón la eficiencia  $\lambda$  es inversamente proporcional al diámetro de las partículas; así :

$$\lambda \propto \frac{1}{d^n}$$

En donde n es un coeficiente al que se le asigna un valor de [ 1, 3]

## 2- Velocidad de filtración

La velocidad de filtración es inversamente proporcional a la eficiencia; así :

$$\lambda \propto \frac{1}{v^n}$$

En donde a n se le asigna un valor entre 0.7 a 1

## 3- Tipo de suspensión

Las características físicas y químicas de la suspensión afectan en forma notable el comportamiento de los filtros. En muchos casos resultan mucho más importantes para obtener una determinada calidad de efluente, que el tamaño y clase del medio filtrante usado, ya que el mismo trabajando a la misma velocidad pueda producir agua con mayor o menor turbiedad, según sea el tipo de suspensión que se reciba.

### a- Características físicas

El volumen, densidad y tamaño del floc, se relacionan en varias formas con la rapidez con que aumenta la pérdida de carga en el filtro, y otros parámetros. Si el volumen del floc es grande, los poros del medio filtrante se llenarán con más celeridad y el gradiente hidráulico aumentará más en menos tiempo.

Por otra parte, las fuerzas atractivas de Van del Waals de incrementan con la densidad de las partículas, de manera que esta pueda influir con la adhesividad del floc y en consecuencia en la profundidad de su penetración dentro del lecho y su resistencia al desprendimiento por esfuerzos cortantes.

El tamaño de las partículas influye a su vez en el mecanismo que predomina para la remoción del material suspendido, lo que se proporciona con la relación de partículas de determinado diámetro que resultan retenidas en el proceso.

### **b- características químicas**

Existe evidencia de que los compuestos de sílica (arenas) en el agua, son electronegativos con P.Z. que varían entre - 36 y -177 m.v.

Las arcillas en suspensión acuosa también son electronegativas. Cuando se les agrega un coagulante metálico, su P.Z. disminuye desde -25 ó -15 m.v. hasta -5 ó 0 m.v. y en ocasiones adquieren cargas negativas cuando se llega a la sobredosis. Por consiguiente, entre los granos del medio filtrante y las partículas de la suspensión podría establecerse fuerzas repulsivas.

Las capas superficiales del filtro (3/16 “ de espesor) son fuertemente electropositivas, aunque el resto del lecho sea electronegativo, y que durante el proceso de filtrado las cargas tanto positivas como negativas del lecho disminuyen acercándose al punto isoeléctrico.

La pequeña capa superficial que se forma en el filtro (que tradicionalmente se llama Schmutzdecke) constituida esencialmente por material orgánico (bacterias, algas, etc.) por tener carga positiva, puede crear fuerzas atractivas entre ellas y las partículas electronegativas de la suspensión. Esto explica la mayor remoción de impurezas en los primeros 2.5 cms del medio filtrante, y el mejoramiento con el tiempo en la calidad del efluente , cuando el espesor de la película biológica aumenta.

Son los granos del medio filtrante los que cambian de P.Z. durante el filtrado. Las partículas de arcilla que contiene el agua no parecen modificar su P.Z. cualesquiera que sea su P.H. al pasar a través del filtro.

A medida que el P.Z. se hace más electronegativo y por tanto el pH del agua aumenta, la turbiedad del efluente se va haciendo menor hasta alcanzar un valor óptimo, a partir del cual la turbiedad del filtrado es definitivamente mayor a medida que el pH se va haciendo mayor. Existe por tanto un valor de pH óptimo para filtrar el agua, que no necesariamente es igual al que se encuentra para desestabilizarla y sedimentarla.

Debe tenerse en cuenta que al aumentar el pH, las fuerzas entre los granos y las partículas de la suspensión si bien siguen siendo atractivas en las capas superiores se hacen más repulsivas en las inferiores, y podría deberse a ello el incremento en la turbiedad del efluente.

De aquí se deduce que no es práctica recomendable el agregar cal antes del filtrar el agua como algunos operadores acostumbran para reducir la corrosión en los conductos y accesorios de la galería del filtro. Pues esto, además de producir incrustaciones en los granos del medio filtrante, desmejora la calidad del efluente, aumentando la turbiedad, el color y el aluminio residual.



#### **4- Influencia de la temperatura**

La temperatura del agua afecta tanto los mecanismos físicos como los químicos que intervienen en la filtración.

Para el mismo tiempo de filtración, la pérdida de carga fue generalmente menor a una temperatura de 3°C que a 20°C probablemente debido a una mas lenta remoción del floc a menor temperatura.

#### **5- Dureza del floc**

Todos los casos anteriormente discutidos son en conjunto responsables del comportamiento del filtro, el cual solo puede producir agua con determinada calidad durante un periodo de tiempo fijo, a partir del cual el floc comienza a aparecer en el efluente. Puede suceder entonces, que este salga antes de que se alcance la máxima pérdida de carga permisible o después.

Tres condiciones pueden considerarse al respecto :

- 1- Que la máxima turbiedad efluente permisible se produzca antes de que se alcance la máxima pérdida de carga.
- 2- Que se produzca después que la máxima pérdida de carga.
- 3- Que se produzcan al mismo tiempo.

Al primer caso se refieren como floc blando, al segundo como floc fuerte y al tercero como floc adecuado.

### **Tipos de unidades de filtración**

#### **I Filtros con flujo descendente**

##### **1 Rápidos con lecho de un solo material**

- a) De arena sola
- b) De antracita sola

##### **2 Rápidos con lecho múltiple**

- a) De antracita y arena
- b) De antracita, arena y granate o ilmenita

##### **3 Lentos con lechos de un solo material**

- a) De arena convencionales
- b) De arena dinámicos

## II Filtros con flujo descendente

- a) De alta rata o carga superficial (rápidos)
- b) De baja rata o carga superficial (lentos)

## III De flujo mixto (parte ascendente y parte descendente)

## IV Filtros de diatomáceas

Para el diseño de unidades de filtración se seleccionará los filtros de arena y antracita.

### 5.4.2.15 Desinfección

La desinfección tiene por finalidad destruir los microorganismos patógenos presentes en el agua (bacterias, protozoarios, virus y parásitos).

La desinfección es necesaria porque no es posible asegurar la remoción total de los microorganismos por los procesos fisico-químicos, usualmente usados en el tratamiento del agua.

Entre los agentes de la desinfección (desinfectantes), el más empleado en la purificación del agua es el cloro, porque :

- Se encuentra fácilmente disponible en forma de gas, líquido o sólido (hipoclorito).
- Es barato.
- Es fácil de aplicar debido a su alta solubilidad ( 7.0 gr/lit a aprox. 20°C ).
- Deja un residual en solución, de una concentración fácilmente determinable, la cual sin ser peligrosa al hombre, protege el sistema de distribución.
- Es capaz de destruir la mayoría de los microorganismos patógenos

El cloro, por ser un gas venenoso y corrosivo presenta algunas desventajas, requiriendo de un cuidadoso manejo, pudiendo causar problemas de sabor y olor particularmente en presencia de fenoles.

## Cloración

### 1- Teoría de la desinfección

El mecanismo de desinfección depende básicamente de la naturaleza del desinfectante y del tipo de organismo que se pretende inactivar. Algunas especies, como esporas y virus, son más resistentes que las bacterias.

A pesar de que el mecanismo de desinfección todavía no se encuentra completamente esclarecido, existen fuertes evidencias de que muchos agentes químicos de la desinfección actúan inactivando enzimas esenciales para la vida, existentes en el citoplasma de los microorganismos.

De un modo aproximado, la velocidad de destrucción o inactivación de los microorganismos, por un determinado desinfectante, está dada por :

$$\frac{dN}{dT} = -K * N$$

Donde :

$K$  = tasa de mortalidad

$N$  = numero de organismos aun vivos en un instante  $t$

Integrando la ecuacion anterior se obtiene :

$$\text{Ln} * \frac{Nt}{No} = -K * t$$

Donde :

$No$  = numero de organismos en el instante  $t = to$

Pasando a logaritmos de base 10, se tiene :

$$\text{Log} \frac{Nt}{No} = -0.4343 * K * t = -k * t$$

siendo:

$$k = 0.4343 * K$$

El valor de  $K$  depende no solo de la naturaleza del desinfectante, sino que también varía con la concentración del mismo, temperatura, pH, y otros factores del medio ambiente.

Rich ( 1963 ) observó que la destrucción de bacterias por acción del cloro es mejor descrita por la relación :

$$\frac{dN}{dt} = -K * N * t$$

Integrando esta relación y pasando a logaritmos de base 10, resulta:

$$t^2 = \frac{2}{k} * \log \frac{N_0}{Nt}$$

A un pH 7, los valores de K para el cloro se acercan a  $1.6 \times 10^{-2} \text{ seg}^{-1}$  para el cloro libre, y  $1.6 \times 10^{-5} \text{ seg}^{-1}$  para el cloro combinado. De ahí se deduce que, bajo condiciones idénticas, el cloro combinado necesitaría un tiempo casi 30 veces mayor para obtener el mismo efecto que el cloro libre.

### Propiedades del cloro

El cloro es uno de los elementos químicos de la familia de los halógenos de número atómico 17 y peso atómico 35.457. En su forma elemental es un gas verdoso que puede comprimirse fácilmente formando un líquido claro, color ámbar, el cual a presión atmosférica se solidifica a una temperatura de  $-102 \text{ }^\circ\text{C}$ .

El cloro se produce comercialmente por medio de la electrólisis de la salmuera, produciendo simultáneamente hidróxido de sodio e hidrógeno y, de esta forma, convierte el proceso como un todo económicamente viable.



#### a- Propiedades físicas

Comercialmente el cloro se almacena como un gas líquido, bajo presión en cilindros de acero.

El cloro líquido es casi 1.5 veces más pesado que el agua, y el gas es cerca de 2.5 veces más pesado que el aire. A presión atmosférica normal, entra en ebullición a  $-34 \text{ }^\circ\text{C}$ , transformándose en gas. Un litro de cloro líquido se transforma en 460 litros de gas.

Si se dispersa en la atmósfera, el olor del cloro se hace perceptible a una concentración de 0.003 litros en  $1 \text{ m}^3$  de aire; a  $0.0015 \text{ l/m}^3$  causa irritación en la mucosa; a  $0.03 \text{ l/m}^3$  produce tos y se vuelve fatal, matando instantáneamente a una concentración de 1 litro en un metro cúbico de aire.

En resumen, las principales propiedades físicas del cloro son :

Temperatura crítica  $143.5 \text{ }^\circ\text{C}$

Presión crítica	7.6 atm.
Densidad crítica	0.57 gr/cm <sup>3</sup>
Peso específico ( líquido )	1.57 gr/cm <sup>3</sup> a -34 °C
Punto de ebullición ( líquido )	-34 °C
Punto de fusión	-102 °C
Solubilidad en el agua	7.3 gr/lit a 20 °C y 1 atm.

#### **b- Propiedades químicas**

El cloro, tanto líquido como gaseoso, en ausencia de humedad no ataca los metales ferrosos, de ahí el por que puede almacenarse con seguridad en cilindros de acero.

La humedad vuelve al cloro sumamente corrosivo para los metales. Los siguientes materiales resisten a la solución acuosa de cloro : PVC, polietileno, fibra de vidrio, y algunos tipos de jebe.

El cloro, en solución acuosa, es absorbido fácilmente por algunos compuestos alcalinos que se emplean usualmente en las plantas de tratamiento de agua.

#### **Métodos de cloración**

En la práctica de la cloración, la desinfección se puede realizar por uno de los siguientes métodos : cloración simple, cloración al "break point", y mediante cloraminas.

La cloración simple es el proceso más elemental y de uso más generalizado de desinfección por cloro. Con la cloración simple no existe la preocupación de satisfacer la demanda de cloro en el agua, bastando aplicar una dosis tal que, al final de un determinado tiempo de contacto, por ejemplo 20 minutos, el cloro residual libre se mantenga entre 0.1 y 0.2 mg/lit, cantidad que en la práctica se considera como suficiente para aguas no muy contaminadas.

En aguas muy contaminadas, en las cuales la cloración simple sería ineficaz, ya que el cloro residual sería rápidamente consumido, se aconseja el método de cloración al "break point". La dosis de cloro, en este caso, son muy variables dependiendo de las características del agua, principalmente en lo que se refiere a su contenido en amoníaco y en otros compuestos nitrogenados responsables por el "break point".

En el caso de la desinfección con cloraminas, se aplica al agua amoníaco y cloro con la finalidad de que se produzcan cloraminas que produzcan residuales de cloro combinado más estable que los de cloro libre. Este método puede utilizarse con ventajas cuando se desea mantener un residual de cloro en la red de distribución para prevenir posibles contaminaciones, o impedir el crecimiento de ferro-bacterias y limo en el interior de las tuberías. En este caso, la aplicación de cloro se hace antes del amoníaco.

En aguas que contienen fenoles, para evitar la formación de sabor y olor en el agua, se aplica el amoníaco antes del cloro, evitando de esta forma la formación de clorofenoles, en presencia de un exceso de amoníaco.

## 2 - Descripción de las unidades de cloración

Las instalaciones de cloración, dentro de las plantas de tratamiento de agua, comprenden dos partes esenciales: almacenamiento y sistema de dosificación.

### a- Almacenamiento

El cloro normalmente se expende en cilindros de acero de 68 Kg y 900 Kg, con las siguientes características :

Cuadro 5.13 : Características del cloro envasado

Capacidad ( Kg )	Tara ( Kg )	Peso total ( Kg )	Dimensiones (mm)	
			A	B
68	52	120	270	1375
900	700	1600	785	2080

Cuando el cilindro está completamente lleno, cada litro de capacidad del mismo contiene 1.25 Kg de cloro a una presión de 30 Kg/cm<sup>2</sup>.

Los cilindros de 68 Kg se almacenan y se utilizan en posición vertical ( de pie ) y, en este caso, el flujo del cloro es siempre en estado gaseoso, bajo condiciones normales de presión y temperatura.

Los cilindros de 900 Kg se utilizan en posición horizontal, ( echados ), con las válvulas de salida en posición vertical y, en estas condiciones, el flujo del cloro puede ser en estado líquido o gaseoso según se utilice la válvula de salida inferior o superior.

Bajo condiciones normales de presión y temperatura, el flujo de gas en un cilindro de 68 Kg se limita a un máximo de 18 Kg por día, y en un cilindro de 900 Kg, a 180 Kg/día.

De esta forma, el número y tamaño de cilindros que se debe usar simultáneamente, se calcula en base al consumo diario de cloro y con el flujo máximo que se pueda sacar de cada cilindro.

En instalaciones pequeñas ( de hasta 50 Kg/día ), los cilindros y los aparatos cloradores pueden estar en un solo compartimiento. En instalaciones más grandes, los cilindros y los cloradores deben estar ubicados en ambientes separados. En

todo caso, las tuberías de cloro entre los cilindros y los cloradores deben ser lo más cortas posibles.

Se debe prestar especial atención en la fase del diseño, a las áreas de movilización y recepción de los cilindros. Una dimensión crítica de diseño en el caso de cilindros de 900 Kg, es la distancia del piso del área de almacenamiento al corredor, la cual debe ser suficiente para permitir el retiro de un cilindro del camión y moverlo sobre otros que estén en el piso.

El área de almacenamiento debe de ser bien ventilada, fácilmente accesible, y a la temperatura normal.

Se debe evitar cualquier posibilidad de calentamiento directo sobre los cilindros. En el área de almacenamiento o cerca a ella, no debe permitirse la presencia de combustibles y materiales inflamables, elementos de calentamiento, radiadores, o cualquier fuente de calor. Además, se debe evitar, la exposición de los cilindros a la luz del sol.

En instalaciones pequeñas es suficiente la ventilación natural. En instalaciones más grandes, se debe prever ventilación forzada por medio de exhaustores o ventiladores al nivel del piso, de modo que se puede descargar el cloro hacia áreas externas libres, donde no exista posibilidad de causar daños materiales o personales. Deben proveerse entradas de aire fresco de modo que permitan una ventilación cruzada que evite el desarrollo de vacío al utilizar la ventilación forzada.

Como el cloro es más pesado que el aire, no se deben almacenar en áreas situadas bajo el nivel del suelo, y no se debe permitir ninguna comunicación directa o indirecta con otras áreas situadas en el subsuelo, como por ejemplo, un pozo de ascensor o escaleras de acceso.

#### **b- Cloradores**

Los cloradores son aparatos destinados a efectuar la aplicación del cloro en el agua. Entre la variedad de tipos se destacan los de aplicación directa bajo presión, y los de solución al vacío. En los primeros, el cloro se aplica directamente aprovechando la presión de los cilindros.

En los cloradores al vacío, que son los más usados, el cloro es disuelto previamente en una corriente auxiliar de agua, a través de un inyector, por medio del vacío producido por el inyector.

### c- Sala de cloradores

En las instalaciones pequeñas ( hasta 50 Kg/día ), los cloradores pueden estar en el mismo compartimiento que los cilindros, y se montan directamente en la pared.

En las instalaciones de mayor porte, se recomienda separar los cloradores del área de almacenamiento. Esta separación es obligatoria siempre que se utilizan cilindros de una tonelada.

Para las instalaciones importantes se recomienda utilizar también, el analizador de cloro residual y el registrador de flujo de cloro.

El área de la sala de cloradores no debe ser inferior a 6.0 m<sup>2</sup> . Se recomienda que la puerta de esta sala se abra para afuera, a fin de asegurar se de que no haya la posibilidad de que se produzca vacío cuando se acciona el sistema de ventilación forzada.

### d- Capacidad

La capacidad de una instalación de cloración se define por el caudal máximo de agua a ser tratado y por las dosis de cloro requeridas para la desinfección. Estas deben ser, en lo posible, determinadas previamente en ensayos de laboratorio. Cuando no se conoce la demanda, para efectos de diseño, se puede estimar el consumo de cloro, en función de su utilización, por medio del siguiente cuadro :

Cuadro Nro. 5.14 : Consumo de cloro

Utilización del cloro	Dosis mg/lt	Tiempo de contacto (min)	Residual Recomendado (mg/l)
Desinfección c/cloro residual libre	1.0 - 5.0	Normalmente fijados por las autoridades sanitarias locales	
c/cloro residual combinado	1.0 - 10.0		
Reducción de amoniacó	10 * NH <sub>3</sub> (en términos de n )	20	0.1
Control de olor y sabor	10 * NH <sub>3</sub> (en N) más 1 - 5 mg/l	20	0.1
Reducción de ( H <sub>2</sub> S ) - oxidación a azufre - oxidación sulfato	2.2 * (S)(H <sub>2</sub> S) 8.9 * (H <sub>2</sub> S)	Instant.	0.1
Reducción a Hierro	0.64 * (Fe)	Instant.	0.1
Reducción a Manganeseo	1.3 * (Mn)	Variable	0.5
Reducción del color	1.0 - 10.0	15	0.1



Las dosis realmente necesarias se determinarán y se aplicarán después en la planta de tratamiento. Para esto los cloradores deberán estar en posibilidad de regular la dosificación en un rango amplio, preferentemente de 20:1.

La capacidad de la instalación de cloración se calcula por la siguiente fórmula :

$$C = \frac{Q * D}{1000}$$

Donde:

$C$  = capacidad en Kg / día

$Q$  = caudal máximo de la planta en m<sup>3</sup> / día

$D$  = dosis máxima esperada de cloro en mg / lt

#### e- Tuberías y válvulas

Todas las tuberías y válvulas que se utilicen en las instalaciones de cloración deben ser hechas de material resistente al cloro, teniendo en cuenta que el cloro húmedo es extremadamente corrosivo.

Las tuberías de cloro gaseoso “seco”, o de cloro líquido ( entre la conexión a los cilindros y el clorador ), deben ser de acero Schedule 80. No deben usarse tubos de PVC en las líneas de gas bajo presión. Por alguna razón que aun no se conoce, el cloro bajo presión superior a la presión atmosférica ataca al PVC. Aun más fuerte es la acción del cloro líquido. Esto no ocurre con el cloro gaseoso bajo vacío. Así, las tuberías de cloro entre el clorador y el inyector pueden ser de PVC.

Comenzando desde el inyector, el cloro se encuentra en una solución concentrada en la forma de ácido hipocloroso ( pH = 2 ), altamente corrosivo. Todas las tuberías y conexiones deben ser de PVC, polietileno, fiberglass, o mangueras de jebe.

En las líneas de cloro bajo presión, las válvulas deben ser del tipo de esfera con cuerpo de bronce, con respaldo de teflón y esfera de Monel. Las válvulas para cloro bajo vacío y solución deben ser de PVC, o del tipo de diafragma de jebe.

#### f- Cámara de contacto de cloro

No se ha llegado aun a conclusiones definitivas sobre el la selección del punto ideal de aplicación de cloro. Se deben prever obligatoriamente en el proyecto dos puntos destinados a la pre y a la postcloración, respectivamente.

Generalmente, el punto de aplicación en la precloración debe estar aguas arriba de los demás productos químicos, o lo suficientemente alejado de modo que permita

un tiempo de contacto de dos a tres minutos antes de la aplicación del coagulante. Usualmente esto es suficiente para mantener un residual de cloro libre hasta la salida de los filtros.

La otra aplicación de cloro es la postcloración, que se realiza en el canal de agua filtrada o en la entrada de la cámara de contacto.

Normalmente no es necesario prever otros puntos de aplicación intermedios. Sin embargo, cuando existe la posibilidad de encontrar una gran cantidad de algas, principalmente las diatomáceas, como la *Synedra* que, además de causar problemas en los filtros, también inhibe la coagulación, es conveniente prever las facilidades que permitan , eventualmente, hacer una aplicación más de cloro inmediatamente antes de la entrada a los filtros.

Cualquiera que sea el punto de aplicación es necesario que la dispersión del cloro en el agua sea lo más perfecta y rápida posible. De modo semejante a lo que ocurre en la coagulación, una rápida dispersión del cloro es de importancia fundamental para la eficiencia de la desinfección.

Investigaciones recientes han demostrado que una segregación del cloro con las bacterias, por un tiempo más o menos prolongado, conduce a resultados menos eficientes. La causa de este fenómeno aun no es bien conocida. Se supone que los residuales que se forman inicialmente, al reaccionar el cloro con el agua, son aparentemente más activos que los compuestos formados posteriormente. Una rápida y perfecta dispersión del cloro permite el contacto de estos residuales más activos con las bacterias presentes en el agua, aumentando la eficiencia de la cloración.

Se puede conseguir una buena dispersión colocando difusores en una tubería bajo presión o en canales abiertos.

la cámara de contacto tiene por finalidad promover el tiempo de contacto necesario para permitir la acción bactericida del cloro con un máximo de eficiencia.

Del mismo modo que para un floculador, las cámaras de contacto deben de ser objeto de un diseño hidráulico cuidadoso.

Normalmente se dimensionan para un tiempo de contacto entre 20 y 30 minutos. En la mayoría de casos esto es suficiente; sin embargo, para aguas muy contaminadas y con elevado tener de materia orgánica, el tiempo de contacto exigido puede ser mayor, dependiendo de la cantidad de cloro que se aplique, del pH del agua, y de los compuestos resultantes ( cloro libre o cloraminas ).

El volumen de la cámara de contacto también puede variar, si antes de los centros de consumo existen líneas muy largas de aducción o reservorios de distribución, que permitan un tiempo de contacto suficiente.

En el diseño de la cámara de contacto se debe procurar obtener el máximo rendimiento hidráulico. las entradas y salidas bien situadas también son importantes para reducir las zonas muertas y los cortocircuitos.

Una cámara de contacto diseñada de modo semejante a un floculador hidráulico de pantallas puede tener una buena eficiencia, siempre que se tome la relación longitud/ancho, lo más alta posible.

Se ha encontrado que una relación de 40:1 es la necesaria para que se alcance el máximo rendimiento hidráulico, con un flujo de características próximas al ideal.

La semejanza de una cámara de contacto ideal con un floculador de pantallas reside apenas en la aproximación al flujo de pistón deseable. No deben, por tanto, diseñarse como cámaras de mezcla. El cloro, debe mezclarse totalmente con el agua en la entrada de la cámara de contacto y, como su acción bactericida es más eficiente a un pH bajo, la aplicación de un alcalinizante para la corrección del pH, debe hacerse a la salida de la cámara de contacto.

### 5.4.3 Diseño de la Planta de Tratamiento de agua

#### 5.4.3.1 Diseño de desarenadores

##### 1- Caudal de la Planta

$$Q_{Planta} = \frac{Dotacion * Poblacion * K * 1.05}{86400}$$

K = coef. de consumo máximo diario

##### 2- Caudal de diseño

$$Q_d = \frac{Q_{planta}}{N}$$

N = número de unidades

Recomendaciones para el diseño:

- Para un tamaño de partículas : 0.01 cm - 0.10 cm

$$V_{sed} = 0.22 * \left\{ \frac{(\rho_s - \rho) * g}{\rho} \right\}^{2/3} * \left\{ \frac{d}{\left( \frac{\mu}{\rho} \right)^{1/3}} \right\}$$

- Para un tamaño  $\geq 0.10$  cm :

$$V_{sed} = 1.82 * (d * g * \{ \rho_s - \rho \} / \rho)^{1/2}$$

- Para un tamaño  $< 0.10$  cm (arenas finas)

$$V_{sed} = \frac{g}{18} * \frac{\rho_s - \rho}{\mu} * d^2$$

Si  $\rho_s = 2.65$  y  $g = 9.80$  m/s :

$$V_{sed} = \frac{90 * d^2}{\mu}$$

### 3- Velocidad de sedimentación

$$V_{sed} = \frac{90 * d^2}{\mu}$$

Arena fina : régimen granular	Re < 1
Arena gruesa : régimen de transición	Re [ 1 - 1000 ]
Grava	Re > 10,000

$$Re = \frac{v_s * d}{\mu}$$

Re = Número de Reynolds

Re < 1

### 4- Determinación de la velocidad de arrastre

$$V_a = 125 * [(\rho_s - \rho) * d]^{1/2}$$

### 5- Velocidad horizontal en la unidad

$$V_H \leq 0.50 * V_a$$

Arena fina	Vh ≤ 16 cm/seg
Arena gruesa	Vh ≤ 16 cm/seg

**6- Area transversal de la unidad (At)**

$$A_T = \frac{Qd}{V_H}$$

**7- Dimensionamiento del área transversal**

$$B = 2 * H$$

**8- Area superficial (As)**

$$A_S = \frac{V_H}{V_S} * A_T$$

**9- Longitud de la zona de desarenación (L)**

$$L = \frac{A_S}{B}$$

**10- Relación largo/ancho**

$$10 \leq L/H \leq 20$$

**11- Longitud final (Lf)**

$$L_F = 1.25 * L$$

**12- Longitud de la transición (L1)**

$$L_1 = \frac{B-b}{2 * \operatorname{tg} \theta}$$

b = espesor de las paredes

$$\theta = 12^\circ 30'$$

**13- Altura de agua sobre el vertedero de salida ( $H_2$ )**

$$H_2 = \left\{ \frac{Q}{1.84 * B} \right\}^{2/3}$$

**14- Velocidad de paso en el vertedero de salida**

$$V \text{ salida} \leq 1.00 \text{ m/seg}$$

$$V = m * \sqrt{H_2}$$

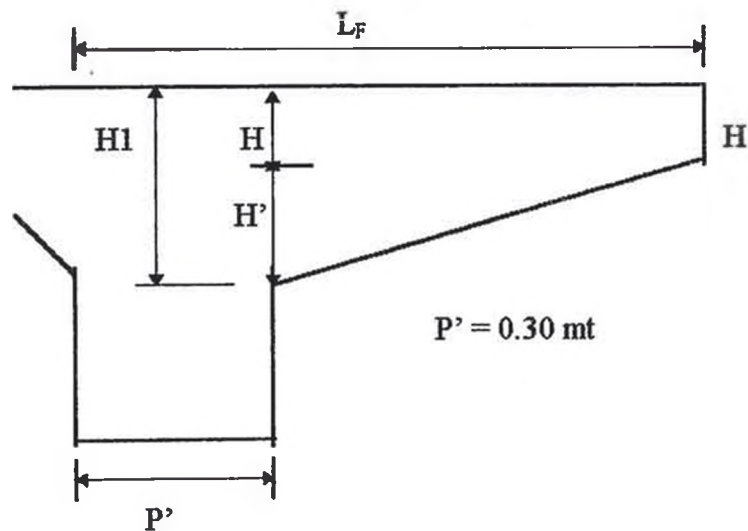
$$m = [ 1.8 - 2 ]$$

**15- Longitud total de la unidad ( $L_T$ )**

$$L_T = L_1 + L_F + P' \quad ; \quad P' = 0.30 \text{ mt}$$

**16- Pendiente de fondo ( S ) :**

$$S = 5 \% - 10 \% \quad ; \quad H' = S * (L_F - P')$$



### 5.4.3.2 Diseño de Floculadores

#### 5.4.3.2.1 Dimensionamiento del almacén de sustancias químicas

##### 1- Dosis Promedio ( $D_p$ )

$$D_p = \frac{D_{max} + D_{min}}{2}$$

$D_{max}$  = Dosis máxima

$D_{min}$  = Dosis mínima

##### 2- Volumen de almacenamiento ( $V$ )

$$V = \frac{D_p * Q_d * T}{\gamma}$$

$D_p$  = Dosis promedio

$Q_d$  = Caudal de diseño

$T$  = Tiempo de almacenamiento

$\gamma$  = Peso específico del sólido

##### 3- Área de almacenamiento ( $A$ )

$$A = \frac{V}{H}$$

$V$  = Volumen del almacenamiento

$H$  = Altura

##### 4- Largo de la fila

$$L = \frac{A}{N * B}$$

$A$  = Área de almacenamiento

$N$  = Número de filas

$B$  = Ancho



### **5.4.3.2.2 Dimensionamiento de la unidad de dosificación**

#### **1- Caudal del solución promedio ( $q$ )**

$$q = \frac{Qd * Dp}{\%}$$

$Qd$  = Caudal de diseno

$Dp$  = Dosis promedio

$\%$  = Concentracion del coagulante

#### **2- Volumen del tanque de solución ( $V$ )**

$$V = Qd * To$$

$Qd$  = Caudal de diseno

$To$  = Tiempo

#### **3- Consumo promedio diario del reactivo ( $P$ )**

$$P = Qd * Dp$$

$Qd$  = Caudal de diseno

$Dp$  = Dosis promedio

#### **4- Consumo por tanque de solución ( $P_o$ )**

$$P_o = \frac{P * 12}{24}$$

$P$  = Consumo promedio diario

#### **5- Caudal máximo de dosificación ( $q_{max}$ )**

$$q_{max} = \frac{Qd * dmax}{\%}$$

$Qd$  = Caudal de diseno

$dmax$  = dosis maxima

$\%$  = concentracion del coagulante

**6- Caudal mínimo de dosificación (  $q_{min}$  )**

$$q_{min} = \frac{Qd * dmin}{\%}$$

$Qd$  = Caudal de diseno

$dmin$  = dosis minima

$\%$  = concentracion del coagulante

**7- Rango del dosificador (  $R$  )**

$$R = q_{max} - q_{min}$$

$q_{max}$  = caudal maximo de dosificacion

$q_{min}$  = caudal minimo de dosificacion

**5.4.3.2.3 Diseño de una canaleta Parshall**

**1- Altura de agua en la sección de medición**

$$H_o = K * Q^m$$

Donde : K y m se obtienen de tablas de diseño de canaletas Parshall

**2- Ancho del Parshall en la sección de medición**

$$D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W$$

**3- Velocidad en la sección de medición**

$$V_o = \frac{Q}{(D' * H_o)}$$

**4- Caudal Especifico**

$$q = \frac{Q}{W}$$

**5- Carga hidráulica disponible**

$$Eo = Vo^2 * \frac{1}{2 * g} + Ho + N$$

**6- Angulo de resolución**

$$\cos \theta = -(q * g) * \frac{1}{\left(\frac{2}{3} * g * Eo\right)^{3/2}}$$

**7- Velocidad antes del resalto**

$$V_1 = 2 * \left(\frac{2 * g * Eo}{3}\right)^{1/2} * \cos\left(\frac{\theta}{3}\right)$$

**8- Altura de agua antes del resalto**

$$Y_1 = \frac{q}{V_1}$$

**9- Número de Froude**

$$F_{R1} = \frac{V_1}{(g * Y_1)^{1/2}}$$

**10- Altura del resalto**

$$Y_2 = Y_1 * \frac{1}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * F_{R1}^2} - 1\right)$$

**11- Velocidad en el resalto**

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{Q}{w * Y_2}$$

**12- Altura en la sección de salida**

$$Y_3 = Y_2 - (N - K)$$

**13- Velocidad en la sección del resalto**

$$V_3 = \frac{Q}{(C * Y_3)}$$

**14- Pérdida de carga**

$$h_p = H_o + K - Y_3$$

**15- Tiempo de mezcla**

$$T = \frac{2 * G'}{(V_2 + V_3)}$$

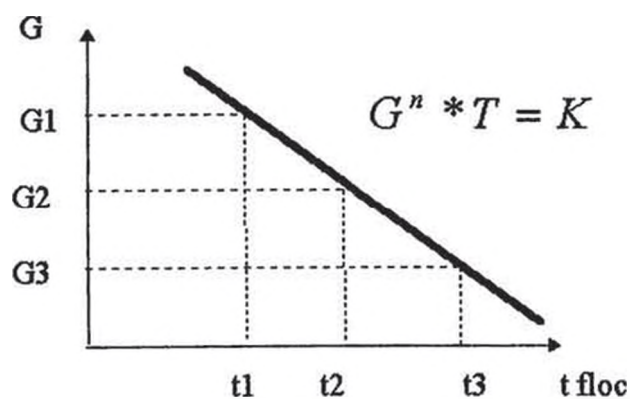
**16- Gradiente**

$$G = \left( \frac{\gamma * h_p}{\mu * T} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G \in [ 1000 - 2000 ]$$

**5.4.3.2.4 Diseño de un floculador hidráulico de flujo horizontal**

De la gráfica de correlación de Gradiente vs. Tiempo de retención, obtenemos :



t = minutos  
Nro. de tramos = 3

Tramo	Tiempo	G <sup>*</sup> (seg <sup>-1</sup> )	Velocidad supuesta (m/s)
1	t1 min	G1	
2	t2 min	G2	
3	t3 min	G3	

Velocidad supuesta  $\in [ 0.1 - 0.6 ]$  m/s

Velocidad 3 tramo  $< 0.1$  m/seg

**1- Longitud del canal ( $L_1$ )**

$$L_1 = V_1 * t_1$$

**2- Sección del canal (A)**

$$A = \frac{Q}{B}$$

**3- Ancho del canal**

$$a_1 = \frac{A}{H}$$

**4- Ancho de la vuelta ( $d_1$ )**

$$d_1 = 150 * a_1$$

**5- Ancho del primer tramo (B)**

$$B = b + d_1$$

**6- Número de canales del primer tramo ( $N_1$ )**

$$N_1 = \frac{L_1}{B}$$

Donde  $N_1$  es un número entero

**7- Longitud del primer tramo ( $L_1$ )**

$$L_1 = (a_1 + e) * N_1$$

### 8- Pérdida de carga por fricción

$$hf = \left\{ \frac{n * V_1}{R_H^3} \right\}^2 * L_1$$

$$R_H = \frac{a_1 * H}{2 * H + a_1}$$

### 9- Pérdida de carga por cambio de dirección del flujo

$$ho = K * \frac{V_1^2}{2 * g} * N_1$$

$$K \in [ 3.0 - 3.5 ]$$

### 10- Pérdida de carga total

$$Ht = Hf + Ho$$

### 11- Gradiente

$$G = \left( \frac{\gamma * Ht}{\mu * T} \right)^{\frac{1}{2}}$$

## 5.4.3.3 Diseño de un decantador laminar de flujo ascendente

### 5.4.3.3.1 Zona de decantación

#### 1- Velocidad media de flujo

$$V_o = V_s * \frac{\left\{ \text{Sen } \theta + \frac{l}{e} * \text{Cos } \theta \right\}}{\left\{ \frac{c * e}{2 * \mu} * \text{Cos } \theta * V_s \right\} + s}$$

#### 2- Verificación del número de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{V_o * e}{2 * \mu}$$

$$Re \leq 540$$

### 3- Periodo de retención

$$Tr = \frac{l}{V_o}$$

### 4- Tasa superficial de decantación

$$q_s = v_o * \text{Sen} \theta$$

### 5- Area superficial de decantación

$$A_s = \frac{Q_d}{q_s}$$

### 6- Ancho neto de la unidad

$$Bt = N_1 * b$$

$N_1$  = número de módulos

$b$  = ancho de las placas

### 7- Longitud del decantador

$$L = \frac{A_s}{Bt} * \frac{(e + e')}{e}$$

### 8- Número de placas por módulo

$$N_2 = \frac{L * \text{Sen} \theta}{e + e'}$$

### 9- Número de placas por unidad

$$N_T = N_1 * N_2$$

### 10- Altura mínima de agua sobre las placas

$$h_s = 0.5 * h' \quad h_s \geq 1 \text{ mt}$$

$$h' = l * \text{Sen} \theta$$

### 5.4.3.3.2 Zona de Salida

#### 1- Distancia máxima entre canaletas

$$d = 432 * \frac{h_s}{q_s}$$

#### 2- Caudal máximo

$$Q_{max} = Q_d = * \left\{ 1 + \frac{1}{N-1} \right\}$$

#### 3- Número de canaletas por módulo

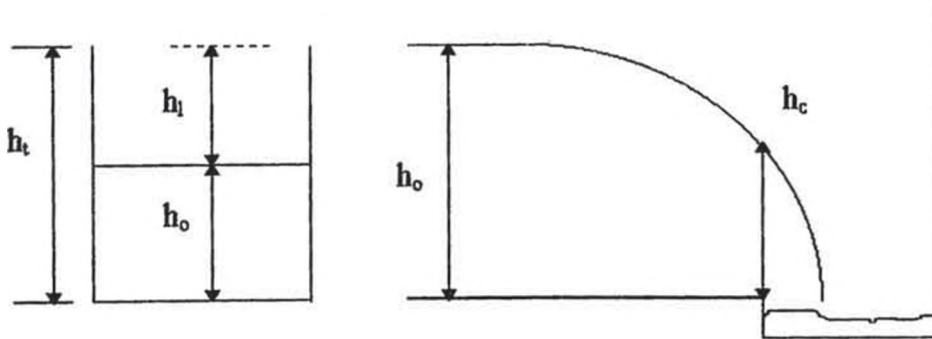
Se asume un valor de 3; por lo general está en función de la longitud total.

#### 4- Número de canaletas por unidad

$n'' = N_1 * n'$  ; donde  $n'$  es el número de canaletas

#### 5- Caudal por canaleta

$$Q_c = \frac{Q'_{max}}{n''}$$



$$h_o = \left\{ \frac{Q_c}{138 * b'} \right\}^{\frac{2}{3}}$$

$$h_c^3 = \frac{Q_c^2}{g * b'^2}$$

$$h_t = h_o + h_1 \quad ; \quad h_1 = (15 - 20) \% \text{ de } h_o$$



## 6- Zona de remoción de lodos

### 6.1 Máximo volumen de lodos por día

$$V_{\max} = Q * q_{\max}$$

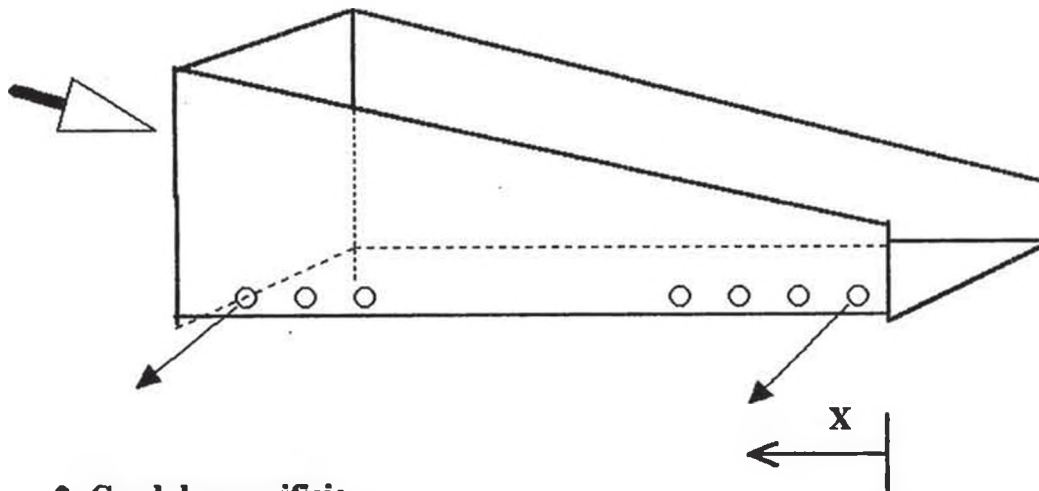
### 6.2 Volumen máximo de las tolvas

$$Vol_{\max-tolvas} = q_{\max} * Q_d \quad ; \text{ donde : } Q_d = \text{Caudal de diseño}$$

### 5.4.3.3 Diseño típico del canal auxiliar

#### 1- Caudal de diseño

$$Q_d = \frac{Q_{\text{planta}}}{N_{\text{unidades}}}$$



#### 2- Caudal por orificio

$$q_o = \frac{Q_d}{N_{\text{orificios}}}$$

#### 3- Velocidad del lateral

$$V_L = \frac{q_o}{A_o}$$

#### 4- Sección inicial

$$A_i = \frac{Q_d}{V_c}$$

**5- Altura inicial**

$$H_i = \frac{A_i}{a} \quad ; \text{ donde } a : \text{ ancho } \geq 0.50 \text{ mt.}$$

**6- Caudal al final del canal**

$$q_f = 2 * q_o$$

**7- Area al final del canal**

$$A_f = \frac{q_f}{V_c}$$

**8- Altura al final del canal**

$$H_f = \frac{A_f}{a}$$

**9- Sección del canal en cada posición**

$$A_x = H_i * a$$

**10- Caudal en cada sección**

$$q_x = 2 * n * q_o$$

**11- Velocidad en el canal**

$$V_c = \frac{q_x}{A_x}$$

luego, se realizan los siguientes cálculos para cada orificio:

- $\left(\frac{V_c}{V_L}\right)^2$
- $\alpha = 0.7 + 167 * \left(\frac{V_c}{V_L}\right)^2$
- $\beta = \alpha + 1$
- $\sqrt{\frac{1}{\beta}}$

$$\bullet V_i = \frac{Q_T}{A_o} * \frac{\sqrt{\frac{1}{\beta}}}{\sum_1^n \sqrt{\frac{1}{\beta}}} \quad ; \text{ donde } Q_T = \frac{Q_d}{2}$$
$$\bullet G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} * h_R * V_i}$$

Si la gradiente de mayor  $V_i$  es menor a la última floculación, el diseño es correcto.

#### 5.4.3.4 Diseño de un filtro rápido

##### 1- Caudal de diseño

$$Q_d = \frac{Q_{\text{planta}}}{N_{\text{baterías}}}$$

##### 2- Area total de filtración

$$A_{TF} = \frac{Q_d}{q} \quad q = \text{tasa de filtracion}$$

##### 3- Velocidad de lavado

$$V_L = 0.013 \text{ m / seg}$$

##### 4- Area de cada filtro

$$A_F = \frac{Q_d}{V_L}$$

##### 5- Número de unidades

$$N = \frac{A_{TF}}{A_F}$$

##### 6- Cálculo de la expansión del lecho mixto

##### 6.1 Expansión de la arena

De la curva de granulometría, se obtiene:

- Diámetro equivalente :  $D_t = \sqrt{d_{t1} * d_{t2}}$
- Número de Galileo :  $Ga = \frac{D_t^3 * \rho * (\rho_s - \rho_{agua})}{\mu^2}$
- Número de Reynolds :  $Re = \frac{V_L * D_t}{\nu}$
- Porosidad del lecho expandido :  $Ep = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{1 - E_i}}$
- Expansión promedio :  $E = \frac{Ep - E_0}{1 - Ep}$

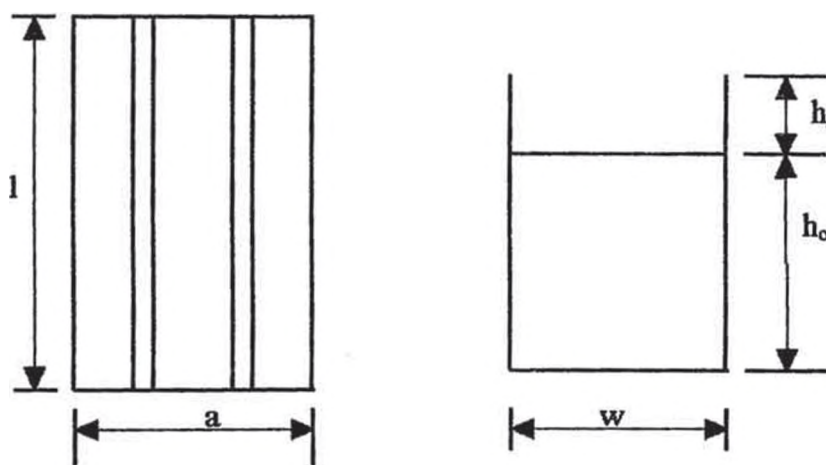
## 6.2 Expansión de la antracita

Se realizan los cálculos al igual que en ítem 6.1

## 6.3 Altura del lecho expandido

- Arena :  $L_{ar} = L_1 * (1 + \text{Expansion de la arena})$
- Antracita :  $L_{ant} = L_2 * (1 + \text{Expansion de la antracita})$
- Lecho expandido :  $L_T = L_{ar} + L_{ant}$

### 5.4.3.4.1 Dimensionamiento de la canaleta de lavado



### 1- Caudal de diseño

$$Q_{diseño} = f * Q_d = f * A_F * V_L$$

donde :  $f$  = factor de seguridad  $\in [1.3 - 3.5]$

### 2- Caudal por canaleta

$$Q_c = \frac{Q_L}{n}$$

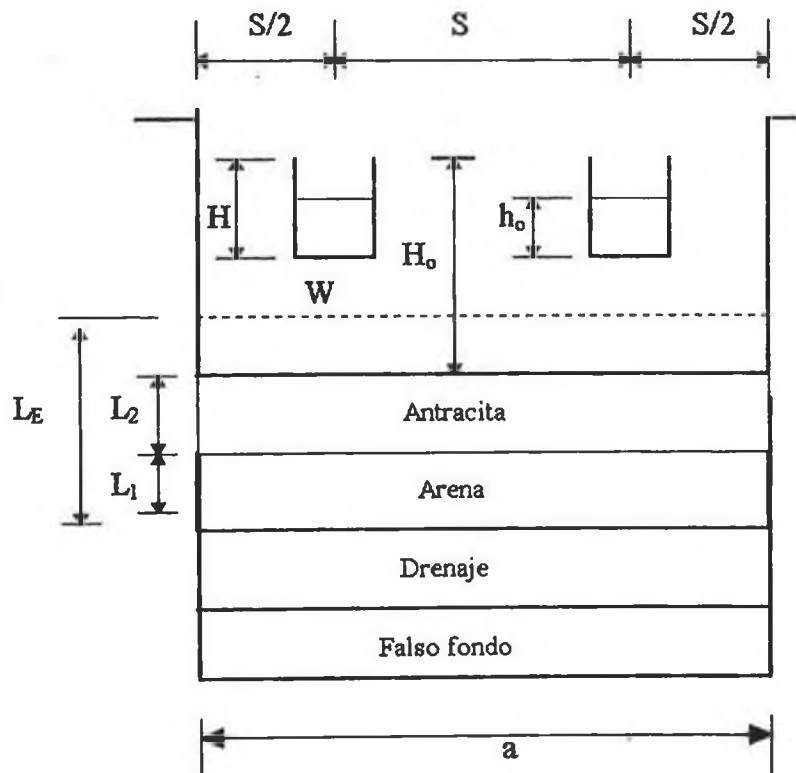
donde :  $n$  = número de canaletas

$$Q_c = 82.5 * W * h_o^{\frac{3}{2}}$$

$$h_o = \left( \frac{Q_c}{82.5 * W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_L = 0.5 * h_o$$

### Ubicación de las canaletas de lavado



$$0.75 * (L_T + H) \leq H_o \leq (L_T + H) \quad L_t = L_1 + L_2$$

$$1.5 * H_o \leq S \leq 2 * H_o \quad S = \frac{a}{n_t}$$

$$H_f = H_o - (L_B - L_T)$$

#### 5.4.3.4.2 Cálculo de las pérdidas de carga durante el retrolavado

##### 1- Pérdida de carga en las canaletas de recolección de agua de lavado

$$Hf_1 = \left( \frac{V * n_m}{\frac{2}{r_h^3}} \right)^2 * L_c * n_1 \quad ; \text{ donde : } n = 0.013$$

$$r_h = \frac{w * h_o}{2 * h_o + w}$$

$$V = \frac{Q_c}{A_c}$$

##### 2-Pérdida de carga en la creta de agua sobre el borde de la canaleta

$$Hf_2 = \left( \frac{Q_c}{184 * [2 * n_1 * L_c]} \right)^{\frac{2}{3}}$$

##### 3- Pérdida de carga en el lecho filtrante

$$Hf_3 = Hf_{3arena} + Hf_{3antracita}$$

$$Hf = (1 - E_o) * \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} * L_f$$

##### 4- Pérdida de carga en el sistema de drenaje

$$Hf_4 = \frac{q_o^2}{2 * C_D^2 * A_o^2 * g}$$

$$\text{Número de viguetas por filtro: } N_2 = \frac{l}{0.3}$$

$$\text{Número de orificios por vigueta: } N_o = \frac{a}{0.10} * 2$$

$$\text{Nro. total de orificios: } N_T = N_2 * N_o$$

### 5- Pérdida de carga en el falso fondo

$$Hf_5 = K * \frac{v^2}{2 * g} \quad ; K = 100$$

$$v = \frac{Q_L}{A_{FF}}$$

$$A_{FF} = h_{FF} * a \quad ; h_{FF} \in [0.30, 0.50]$$

### 6- Pérdida de carga en la compuerta de salida

$$Hf_6 = K * \frac{v^2}{2 * g} \quad ; K = 100$$

$$v = \frac{Q_L}{A_{comp. salida}}$$

$$; v \geq 0.60 \text{ m / seg}$$

### 7- Pérdida de carga total

$$Hf_{total} = \sum_{i=1}^6 Hf_i$$

#### 5.4.3.4.3 Determinación de los niveles de trabajo

##### 1- Pérdida de carga en el lecho filtrante limpio

$$Hf_1 = Hf_{arena} + Hf_{antracita}$$

$$Hf_v = \frac{180 * \mu}{g} * \frac{(1 - E_o)^2}{E_o} * \frac{1}{C_v^2} * \left( \sum_1^l \frac{x_i}{D_i^2} \right) * \frac{L_i}{86400} * q$$

## 2- Pérdida de carga en la compuerta de entrada

$$Hf_2 = \frac{q^2 * A_F^2}{2 * g * A_C^2 * 86400^2}$$

## 3- Pérdida de carga en el drenaje

$$Hf_3 = \frac{q_o^2}{2 * C_D^2 * A_o^2 * g}$$

$$q_o = \frac{q * A_F}{N_T * 86400} \quad ; N_T = \text{Total de orificios en la vigueta}$$

## 4- Pérdida de carga en el falso fondo

$$Hf_4 = K * \frac{v^2}{2 * g} \quad ; K = 10$$

$$v = \frac{A_F}{A_{FF} * 86400} * q$$

## 5- Pérdida de carga en la compuerta de salida

$$Hf_5 = K * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$v = \frac{A_F}{A_{comp. salida} * 86400} * q$$

## 6- Pérdida de carga en la cresta del vertedero de salida

$$Hf_6 = \left\{ \frac{Q}{1838 * L} \right\}^{\frac{2}{3}} \quad ; L = \text{Longitud unitaria del vertedero}$$

$$Q = \frac{q * A_F * (\text{Nro. filtros / bateria})}{86,400}$$

## 7- Pérdida de carga total

$$Hf_{total} = \sum_1^6 Hf$$



### **5.4.3.5 Diseño del sistema de desinfección**

#### **5.4.3.5.1 Diseño de la estación de cloración**

##### **1- Caudal mínimo de agua para operar el inyector ( $q$ )**

$$q = Q * \frac{Dmx}{C}$$

$Q$  = Caudal de diseno  
 $Dmx$  = DemandaMaxima  
 $C$  = Concentracion de la solucio

##### **2- Capacidad requerida del equipo ( $W$ )**

$$W = Qd * Dmx$$

$Qd$  = Caudal de diseno  
 $Dmx$  = Demanda maxima

##### **3- Capacidad mínima del clorador ( $Wmin$ )**

$$Wmin = \frac{Wmax}{20}$$

$Wmax$  = Capacidad del clorador

##### **4- Area de la tubería de alimentación de agua ( $A$ )**

$$A = \frac{q}{V}$$

$V$  = Velocidad de la tubería de alimentacion

##### **5- Diámetro de la tubería de alimentación ( $\phi$ )**

$$\phi = \sqrt{\left\{ \frac{4 * A}{\pi} \right\}}$$

**6- Pérdida de carga por fricción (  $H_o$  )**

$$H_o = f * L * \phi * \frac{V^2}{2 * g}$$

$f$  = coef. de fricción = 0.03

$L$  = Longitud de la tubería de alimentación

**7- Pérdida de carga por accesorios (  $H_m$  )**

$$H_m = \sum K * \frac{V}{2 * g}$$

$\sum K$  = Coef. de pérdida de carga en accesorios = 4.45

**8- Carga dinámica total (  $H$  )**

$$H = h + H_o + H_m$$

$h$  = Presión requerida por el eyector = 30.00 m

**9- Potencia de la bomba (  $P$  )**

$$P = \frac{\gamma_{H_2O} * q * H}{75 * E}$$

$\gamma_{H_2O}$  = Peso específico del agua

$E$  = Eficiencia de la bomba

**10- Volumen del tanque de contacto de cloro (  $V_{tq}$  )**

$$V_{tq} = Q_d * T_{ct}$$

$T_{ct}$  = Tiempo de contacto

**5.4.4.10.- DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA :  
RESULTADOS**

#### 5,4,4,11 : DISEÑO DE DESARENADORES

Datos:

Caudal max. diario	51,95	lt/seg
Factor oper. de planta	1,05	
Nro. Unidades	2	
Caudal de diseño	27.27 0,02727	lt/seg m3/seg
Tº Agua	20	°C
u	0,010105	
Numero de Reynolds < 1		
Velocidad Horizontal < 1		

Resultados :

Veloc. sedim. partícula	0,89	cm/seg
Numero de Reynolds	0,88	O.K.
Velocidad de arrastre	16,1	cm/seg
Velocidad Horizontal	8,05	cm/seg
Seccion transversal	0,339	m2/seg
Si B 2 * H :		
H	0,41	mt
B	0,82	mt
Area superf. zona sed.	3,066	m2
Longitud zona sedim.	3,74	mt
Longitud final	4,68	mt
Canal By - pas :		
Velocidad	1	m/seg
Area	0,027	m2
Si b 2 * h :		
h	0,12	mt
b	0,24	mt
Long. transicion ingreso	1,45	mt
Carga de agua sobre el vertedero de salida	0,053	mt
Velocidad de paso por el vertedero de salida (V < 1 mt/seg)	0,46	mt/seg
Longitud total de unidad (sin incluir muros)	6,43	mt
Caida del fondo en la zona de sedimentacion	1,72	mt
Profundidad al extremo de la zona de sedimentacion	2,13	mt

#### 5.4.4.12 : DISEÑO DEL ALMACEN DE SUSTANCIAS QUIMICAS

Datos :

Caudal	31,95	lt/seg
	4488,48	m <sup>3</sup> /día
Rango de dosificación	10-30	mg/lt
Periodo de almacenamiento	2,00	meses
Coagulante :	Sulfato de Aluminio	
Peso específico del S. A.	964,00	Kg/m <sup>3</sup>

Resultados :

Dosis promedio	20,00	mg/lt
Volumen de almacenamiento	5,59	m <sup>3</sup>
Area neta de almacenamiento	3,11	m <sup>2</sup>
H =	1,80	m
Largo de fila de 2 sacos :	0,65	m
B =	1,20	m
N =	4,00	

Si se incorporan pasillos de 1,00 m. de ancho entre una y otra fila se obtiene el Almacen con las dimensiones indicadas :

L =	3,00	m
A =	9,80	m

**5.4.4.13 SISTEMA DE PREPARACION DE SOLUCION  
Y DOSIFICACION DE COAGULANTES**

**Datos :**

Caudal	220 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia
Dosis promedio	20 mg/m <sup>3</sup>
Dosis máxima	30 mg/m <sup>3</sup>
Dosis mínima	10 mg/m <sup>3</sup>
Concentración	10 %
Tiempo	8 hr

**Resultados :**

Caudal de solución promedio	0,044 lt/seg 3,8016 m <sup>3</sup> /dia
Volumen del tanque de solución	1,2672 m <sup>3</sup>
Consumo del reactivo (promedio diario)	4400,00 mg/seg 380,16 Kg/dia
Número de tanques de solución	2 und
Consumo por tanque de solución	126,72 Kg
Caudal máximo de dosificación	0,066 lt/seg 237,60 lt/hr
Caudal mínimo de dosificación	0,022 lt/seg 79,20 lt/hr
Rango del dosificador	158,40 lt/hr

Se necesitan 2 tanques de agua de 0,297 m<sup>3</sup> cada uno; considerando una altura de agua de 0,60 mt, cada tanque tendrá una sección de 0,70\*0,70 m<sup>2</sup>.

#### 5.4.4.14 : DISEÑO DE UNA CANALETA PARSHALL

Datos :

Caudal	51,95 lt/seg
	0,05195 m <sup>3</sup> /seg
Ancho de la garganta	15,20 m
Gravedad	9,81 m/s <sup>2</sup>
Temperatura (°C)	24 °C
Densidad	0,99733 gr/cm <sup>3</sup>
Viscosidad absoluta	0,00916 gr/cm-seg

Resultados :

De la tabla de límites de Aplicación de medidores Parshall :

Ancho de la garganta ( W ) =	0,229 cm
------------------------------	----------

Con lo cual se obtienen las siguientes medidas de la canaleta :

W =	0,229 m
k =	1,486
m =	0,633
A =	0,880 m
B =	0,864 m
C =	0,380 m
D =	0,575 m
E =	0,763 m
F =	0,305 m
G =	0,457 m
K =	0,076 m
N =	0,114 m

y los siguientes resultados :

Altura de agua en la sección de medición	0,18 m
Ancho del Parshall en la sección de medición	0,46 m
Velocidad en la sección de medición	0,63 m/seg
Caudal específico	0,226855895 m <sup>3</sup> /seg/m
Carga hidráulica disponible	0,31 m
Angulo de resolución	2,451082318 rad
Velocidad antes del resalto	1,95 m/seg
Altura antes del resalto	0,12 m
Número de Frude	1,8
Altura del resalto	0,25 m
Velocidad en el resalto	0,91 m/seg
Altura en la sección de salida	0,210 m
Velocidad en la sección del resalto	0,65 m/seg
Pérdida de carga	0,046 m
Tiempo de mezcla	0,59 seg
Gradiente	921





**5.4.4.15 : DISEÑO DE LA INTERCONEXION ENTRE LA U  
DE MEZCLA Y EL FLOCULADOR**

**Datos :**

Caudal	220 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
	0,22 m <sup>3</sup> /seg
Gradiente	100 seg <sup>-1</sup>

**Asumimos :**

Ancho del canal ( B )	0,50 m
Borde libre ( b )	0,20 m
Longitud del canal ( L )	6,00 m
Tirante de agua	0,35 m

**Resultados :**

Velocidad media	1,257 m/seg
Pendiente	0,001 m/m
Pérdida de carga	0,006 m

#### 5.4.4.16 : DISEÑO DE UN FLOCULADOR HIDRAULICO DE FLUJO HORIZONTAL

Datos :

Caudal	220	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia
Nro. de unidades	4	
Caudal de diseño	55	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia
	0,055	m <sup>3</sup> /seg
Temperatura ( °C)	24	°C
Densidad del agua	0,99733	gr/cm <sup>3</sup>
Viscosidad absoluta	0,00916	gr/cm-seg
Gravedad	9,81	cm/seg <sup>2</sup>
n (Manning)	0,013	

Tramos	Tiempo(min)	V (m/sg)
1	3,4	0,125
2	3,3	0,11
3	3,3	0,08

Descripción	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Unidad
Longitud del canal	25,50	21,78	15,84	mt
Sección del canal	0,440	0,500	0,688	m <sup>2</sup>
Altura del canal	1,00	1,00	1,00	mt
Ancho del canal	0,44	0,50	0,69	mt
Ancho de la vuelta	0,66	0,75	1,03	mt
Planchas de asb-cem				
- ancho	2,44	2,35	2,07	mt
- espesor	0,06	0,06	0,06	mt
Ancho del tramo	3,10	3,10	3,10	mt
Nro. de canales	9	8	6	und
Longitud del tramo	4,50	4,48	4,49	mt
Perdida de carga				
a- Por fricción	0,0007	0,0004	0,0001	mt
Radio hidráulico	0,1803	0,2000	0,2558	mt
b- Por cambio de dirección del flujo	0,0251	0,0173	0,0069	mt
c- Total	0,0257	0,0176	0,0070	mt
Gradiente	37,07	31,15	19,56	seg-1

#### 5.4.4.17 DISEÑO DE UN DECANTADOR DE FLUJO LAMINAR

A- ZONA DE DECANTACION :

DATOS INICIALES :

Qmd	51,95	lt/seg
	0,05195	m3/seg
Vs	0,0168	cm/seg
l	120	cm
u	0,0101	stokes
T	20	°C
Cef. C	0,0465	
Coef. placas	1	cm/seg
Angulo de mayor eficiencia	60	°
Separación entre placas	6	cm
Espesor de placas	10	mm

RESULTADOS :

Velocidad media flujo	0,186	cm/seg
Numero de Reynolds	55	O.K.
Periodo de retencion	10,75	minutos
Tasa superf. decant.	139	m3/m2/dia
Nro. unidades	2	
Qd	0,026	m3/seg
Qd	2246,40	m3/dia
Area superf. decant.	16,00	m2
Altura util de unidad	1,05	mt
Numero de modulos	2	
Ancho de la placa	2,44	mt
Ancho neto de unidad	4,88	mt
Longitud decantador	3,28	mt
Nº placas/modulo	41	und
Total de placas/unidad	82	und
H min agua sobre placas	0,52	=>Se corrige a :
	1,00	mt

**B- ZONA DE SALIDA :**

H min agua sobre placas	1,00	mt
Dist. max./canaletas	3,11	mt
Caudal maximo	0,052	m <sup>3</sup> /seg
N canaletas/modulo	1	und
N canaletas por unidad	2	und
Caudal por canaleta	0,013	m <sup>3</sup> /seg
Ancho de canaleta	0,30	mt
hc	0,10	mt
borde libre	0,15	mt

**C- ZONA DE ENTRADA :**

Caudal de la unidad durante el mantenimiento de la unidad	0,052	m <sup>3</sup> /seg
Separacion/orificios	0,25	mt
Numero de orificios (ambos lados)	26	
Diámetro del orificio	4	pulg.
Area del orificio	0,0081	m <sup>2</sup>
Caudal por orificio	0,0020	m <sup>3</sup> /seg
Velocidad lateral	0,25	m/seg
Para una desviacion maxima del 10 % :		
Velocidad en el canal	0,08	m/seg
Seccion inicial	0,650	m <sup>2</sup>
Ancho del canal	0,40	mt
Altura inicial	1,63	mt
Q al final del canal	0,0040	m <sup>3</sup> /seg
Area al final del canal	0,05	m <sup>2</sup>
Altura al final del canal	0,13	mt

**VELOCIDADES REALES EN LOS ORIFICIOS**

Posicion orificio	Qx m3/seg	X m	hf m	Ax m2	Vc m/s	Vc/Vl	A	B	(1/B)^0.5	Vl m/s
1	0,0520	0,00	1,630	0,6520	0,0798	0,3192	0,8702	1,8702	0,7312	0,2467
2	0,0480	0,25	1,505	0,6020	0,0797	0,3188	0,8697	1,8697	0,7313	0,2468
3	0,0440	0,50	1,380	0,5520	0,0797	0,3188	0,8697	1,8697	0,7313	0,2468
4	0,0400	0,75	1,255	0,5020	0,0797	0,3188	0,8697	1,8697	0,7313	0,2468
5	0,0360	1,00	1,130	0,4520	0,0796	0,3184	0,8693	1,8693	0,7314	0,2468
6	0,0320	1,25	1,005	0,4020	0,0796	0,3184	0,8693	1,8693	0,7314	0,2468
7	0,0280	1,50	0,880	0,3520	0,0795	0,3180	0,8689	1,8689	0,7315	0,2468
8	0,0240	1,75	0,755	0,3020	0,0795	0,3180	0,8689	1,8689	0,7315	0,2468
9	0,0200	2,00	0,630	0,2520	0,0794	0,3176	0,8685	1,8685	0,7316	0,2469
10	0,0160	2,25	0,505	0,2020	0,0792	0,3168	0,8676	1,8676	0,7317	0,2469
11	0,0120	2,50	0,380	0,1520	0,0789	0,3156	0,8663	1,8663	0,7320	0,2470
12	0,0080	2,75	0,255	0,1020	0,0784	0,3136	0,8642	1,8642	0,7324	0,2471
13	0,0040	3,00	0,130	0,0520	0,0769	0,3076	0,8580	1,8580	0,7336	0,2476
									9,5122	

$$\text{Desviacion de Vl} = (0.2542 - 0.2424) / (0.2542) * 100$$

Desviacion de Vl = 0,36% O.K.
-------------------------------

**VELOCIDADES REALES EN LOS ORIFICIOS DE LA COMPUERTA**

Nro. Orificio	Q m3/seg	X m	Bx m	Ax m2	Vc m/s	Vc/Vl	A	B	(1/B)^0.5	Vl m/seg
1	0,052	0,00	1,00	3,80	0,014	0,078	0,7102	1,7102	0,7647	0,186
2	0,026	5,30	0,50	1,90	0,014	0,078	0,7102	1,7102	0,7647	0,186
									1,5294	

$$\text{Desviacion de Vl} = (0.186 - 0.186) / (0.186) * 100$$

Desviacion de Vl = 0,00%
--------------------------

**D- CANAL DE DISTRIBUCION DEL AGUA FLOCULADA**

Caudal de ingreso	0,026	lt/seg
Ancho minimo	0,50	mt
Altura del canal	3,80	mt
Seccion final del canal	1,9000	m <sup>2</sup>
Vel. secc. final canal	0,0137	m/seg
Secc. inicial del canal	3,7920	m <sup>2</sup>
Ancho inicial del canal	0,9979	mt
Velocidad en los laterales		
Desviacion de Hudson <=	0,462	
Velocidad lateral	0,18	m/sg
Vc/Vl	0,076	
Area util de compuertas		
b	0,35	mt
h	0,40	mt
Coefic. de perdida de carga en orificios:		
○	0,70	
○	1,67	
Hf en las compuertas	0,003	mt
R.H.compuerta lateral	0,093	mt
Gradiente de velocidad	18,12	seg-1

**E- ZONA DE LODOS**

Altura de tolvas	0,6	mt
Ancho	2,45	mt
Longitud	3,00	mt
Nro de tolvas	4	und
Volumen	8,82	m <sup>3</sup>

#### 6.4.4.18 : DISEÑO DE UN FILTRO RAPIDO MODIFICADO AUTOLAVABLE DE LECHO DOBLE

##### A.- Especificaciones

Característica	Unidad	Símbolo	Arena	Antracita
Profundidad	cm	L	15 - 30	45 - 60
Diámetro efectivo	mm	D10	0,5 - 0,8	0,8 - 1,1
Coef. de uniformidad		CU	< 1,5	< 1,5
Tamaño máximo	mm		0,42	0,59
Tamaño mínimo	mm		1,41	2,00

##### B.- Datos

Caudal máximo diario =	51,95 lt/seg
Tasa prom. de filtración =	220 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /dia
Temperatura promedio =	24 ° C
Viscosidad =	0,998 Kg-seg/m <sup>2</sup>
Viscosidad cinemática =	8,98E-07 m <sup>2</sup> /seg
Densidad del agua =	997,10 gr/lt
Gravedad =	9,81 m/seg <sup>2</sup>
Densidad relativa =	101,64

##### C.- Granulometría

###### C.1.- Características de la Arena

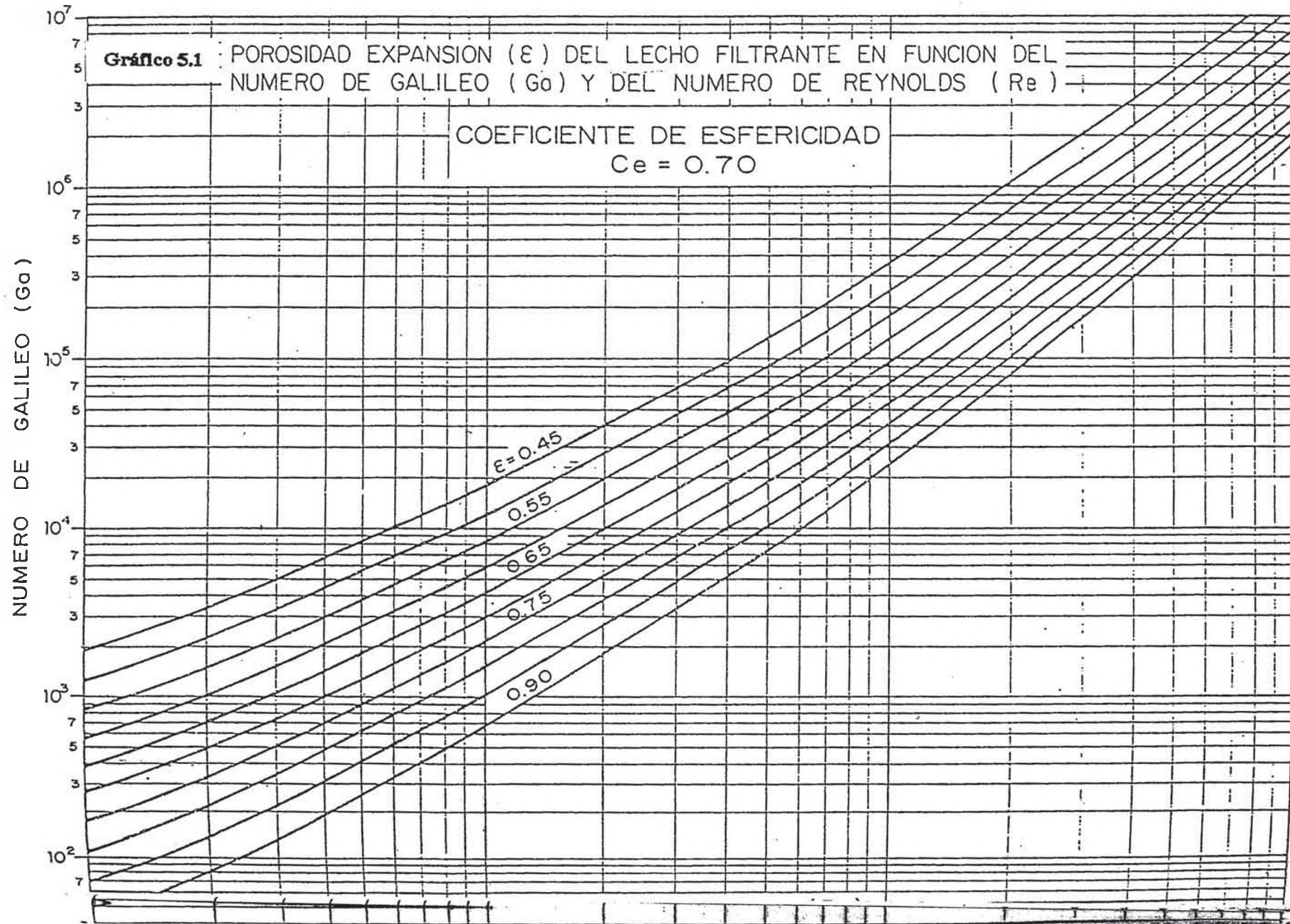
D90 =	1,12 mm
D10 =	0,56 mm
D60 =	0,84 mm
C.U. =	1,50
Tamaño máximo =	1,41 mm
Tamaño mínimo =	0,42 mm
Densidad de la arena =	2850,00 gr/lt
Coef. de esfericidad =	0,80
Porosidad inicial =	0,42
Profundidad del lecho =	25 cm

###### C.2.- Característica de la Antracita

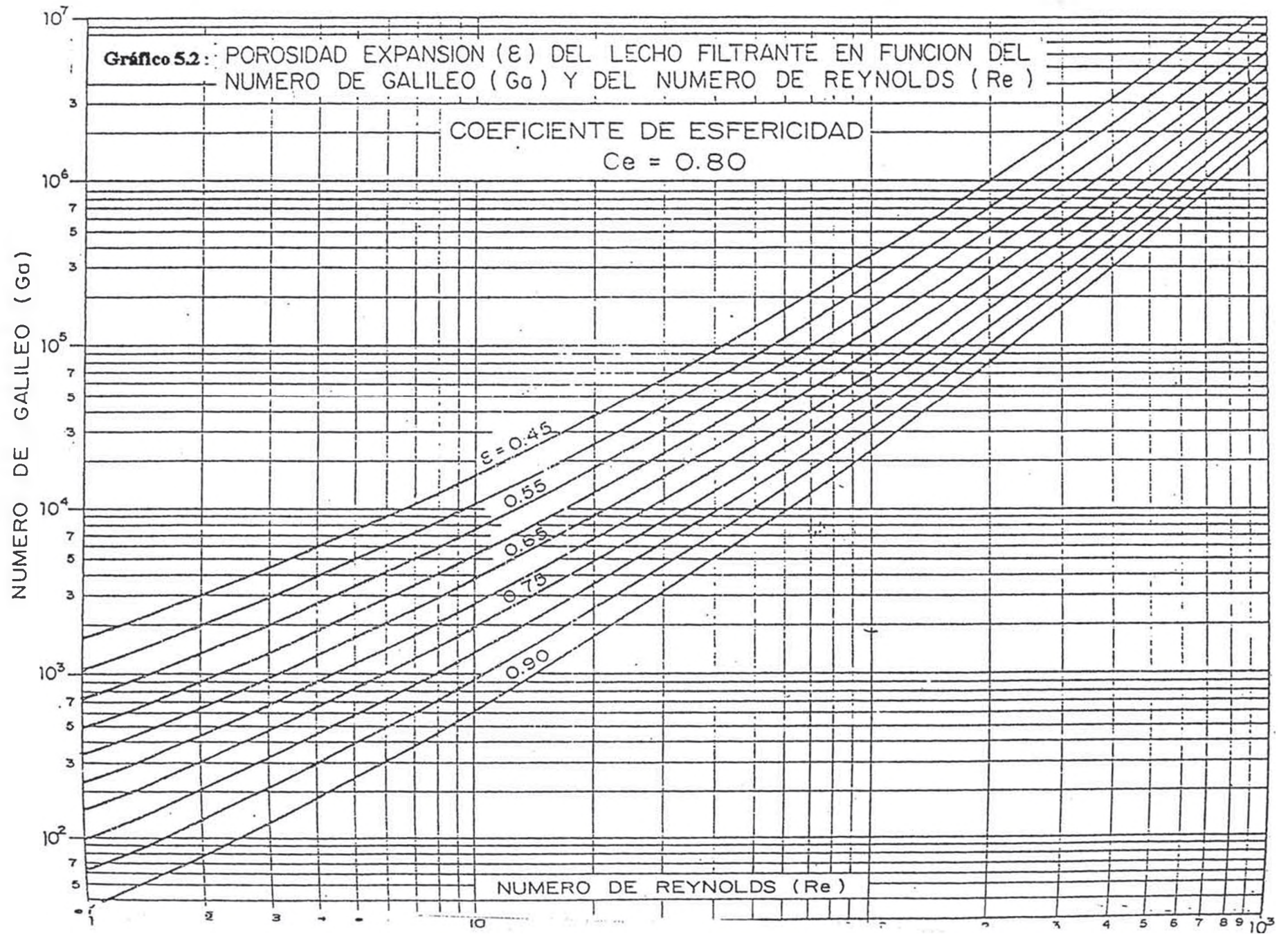
D90 =	1,68 mm
D10 =	0,84 mm
D60 =	1,28 mm
C.U. =	1,50
Tamaño máximo =	2,00 mm
Tamaño mínimo =	0,71 mm
Densidad de la antracita =	1700,00 gr/lt
Coef. de esfericidad =	0,70
Porosidad inicial =	0,45
Profundidad del lecho =	50 cm

##### D.- Cálculos para el Diseño

Caudal de la planta =	0,052 m <sup>3</sup> /seg
Número de baterías =	1
Caudal de diseño =	4493 m <sup>3</sup> /dia
Área total de filtración =	20,42 m <sup>2</sup>
Velocidad de lavado =	0,8 ml/min
	0,013 ml/seg
Área de cada filtro =	4 m <sup>2</sup>
ancho =	1,69 mt
largo =	2,37 mt
Número de unidades =	6







**E.- Cálculo de la expansión del lecho mixto**

**E.1 : Para la Arena**

d i1(mm)	d i2(mm)	Di(m)	Ga	Re	ei	Xi	Xi/(1- Ei)
0,42	0,50	0,000458	0,00193	6,63	0,725	0,050	0,1818
0,50	0,59	0,000543	0,00322	7,86	0,675	0,110	0,3385
0,59	0,71	0,000647	0,00545	9,37	0,638	0,215	0,5931
0,71	0,84	0,000772	0,00927	11,18	0,575	0,225	0,5294
0,84	1,00	0,000917	0,01553	13,28	0,538	0,220	0,4757
1,00	1,19	0,001091	0,02615	15,79	0,488	0,110	0,2146
1,19	1,41	0,001295	0,04374	18,75	0,450	0,070	0,1273
ep		0,5936				Total = 2,4604	
Expansión del lecho :		42,72%					

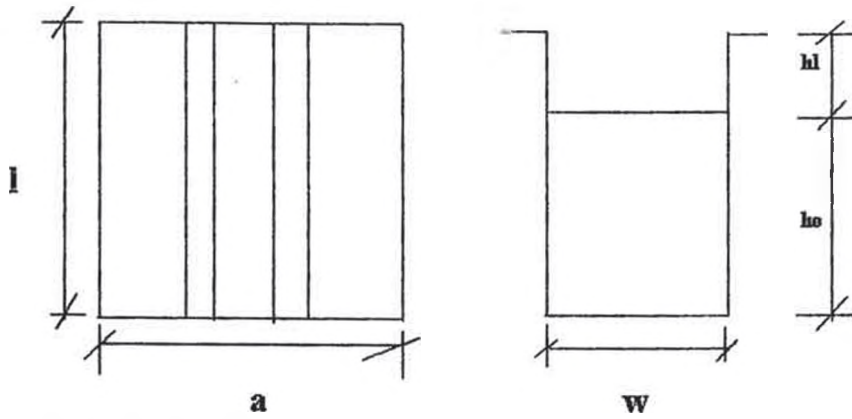
**E.2 : Para la Antracita**

d i1	d i2	Di	Ga	Re	ei	Xi	Xi/(1- Ei)
0,71	0,84	0,000772	0,00394	11,18	0,7375	0,10	0,381
0,84	1,19	0,001000	0,00856	14,48	0,6500	0,31	0,886
1,19	1,41	0,001295	0,0186	18,75	0,5875	0,28	0,679
1,41	1,68	0,001539	0,03122	22,28	0,5375	0,21	0,454
1,68	2,00	0,001833	0,05274	26,54	0,5000	0,10	0,200
ep		0,6154				Total = 2,600	
Expansión del lecho :		43,01%					

**Cálculo del lecho expandido :**

<b>Arena :</b>	<b>36 cm</b>
<b>Antracita</b>	<b>72 cm</b>

**F.- Dimensionamiento de la Canaleta de Lavado**



l : longitud de la canaleta  
factor de seguridad = 1,30

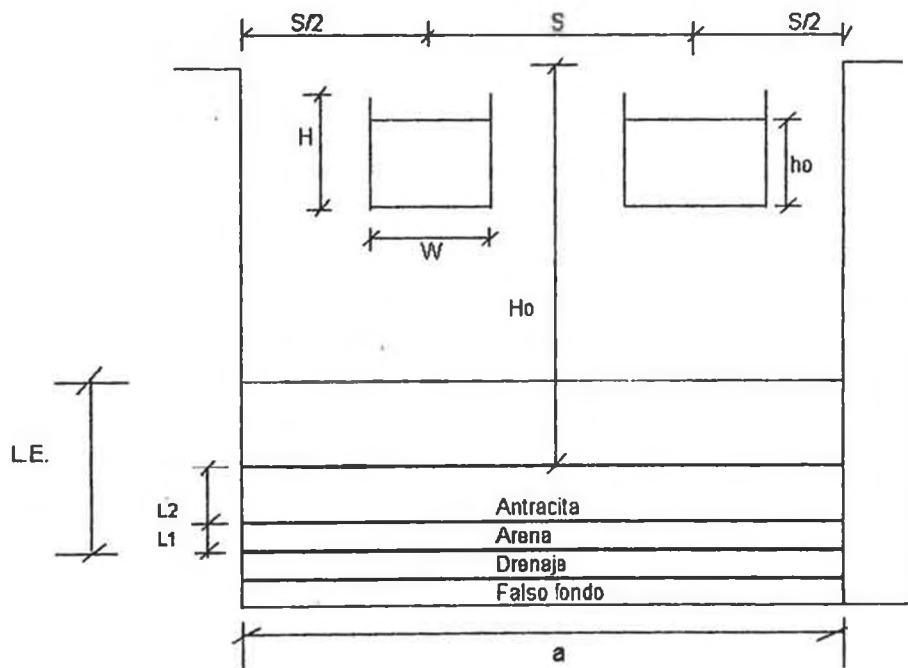
Caudal de diseño =	5840,9 m <sup>3</sup> /dia 67,6 lt/seg
Número de canaletas =	2
Caudal por canaleta =	0,0338 m <sup>3</sup> /seg

$$Q_c = 82,5 \cdot W \cdot h_o^{(3/2)}$$

Donde : W = mt  
Q = m<sup>3</sup> / min  
h<sub>o</sub> = m

Ancho ( W ) =	0,30 mt
Caudal =	2,028 m <sup>3</sup> / min
altura ( h <sub>o</sub> ) =	0,18 mt
borde libre ( h <sub>l</sub> ) =	0,10 mt

**Ubicación de la Canaleta de Lavado**



**Condiciones a cumplir :**

$$0,75 \cdot (L_1 + H) < H_o < (L_1 + H)$$

$$L_1 = L_1 + L_2$$

$$1,5 H_o < S < 2 H_o$$

$$S = a / n \quad n : \text{número de canaletas}$$

$$H_f = H_o - (L_2 - L_1)$$

L1 =	0,75	mt
H =	0,28	mt

$$0,70 < H_0 < 1,04$$

=> H <sub>0</sub> =	0,00	mt
S =	0,02	mt
n =	1,00	mt
Hf =	0,47	mt

## G.- Cálculo de las Pérdidas de Carga durante el retrolavado

### G1.- Pérdida de Carga en las Canaletas de Recolección del Agua de Lavado :

$$Hf1 = \frac{(v \cdot n)^2 \cdot l_c}{R_h^{4/3}}$$

Área de la canaleta =	0,057	m <sup>2</sup>
Veloc. de escurrimiento =	1,108	mt/sog
Radio hidráulico =	0,08	mt
Long. de la canaleta =	2,37	mt
Coef. de rugosidad =	0,013	
Pérdida de carga =	0,0183437	mt

### G2.- Pérdida de Carga en la Cresta de la Canaleta

Caudal por canaleta =	0,0330	m <sup>3</sup> /sog
Número de canaletas =	2	
Long. de la canaleta =	2,37	mt
Pérdida de carga =	0,0050253	mt

### G3.- Pérdida de Carga en el Lecho Filtrante

Hf de la arena =	0,240	mt
Hf de la entrecita =	0,194	mt
Pérdida de carga =	0,434	mt

### G4.- Pérdida de Carga en el Drenaje

Nro. de viguetas por filtro =	0	
Nro. de orificios/vigueta =	34	
Total de orificios / filtro =	270,4	
Caudal por el orificio de drenaje en el retrolavado =	0,000125	m <sup>3</sup> /sog
Diámetro del orificio =	3/4	pulg
Área del orificio =	0,000285	m <sup>2</sup>
Coef. de descarga =	0,85	
Pérdida de carga =	0,0232281	mt

### G5.- Pérdida de Carga en el Falso Fondo

Constante =	1,00	
Altura del falso fondo =	0,50	mt
Área del falso fondo =	0,05	m <sup>2</sup>
Velocidad =	0,04	m/sog
Pérdida de carga =	0,0008088	mt

### G6.- Pérdida de Carga en la Compuerta de Salida

Compuerta =	18	pulg
Área de la compuerta =	0,186181	mt <sup>2</sup>
Velocidad =	0,205	mt
Pérdida de carga =	0,0021388	mt

**G7.- Pérdida de Carga Total**

Pérdida de carga =	0,482 mt
--------------------	----------

**G8.- Ubicación del Vertedero de Salida**

Falso fondo =	0,5 mt
Drenaje =	0,52 mt
Espesor de la arena =	0,25 mt
Espesor de la antracita =	0,5 mt
Ho =	0,47 mt
Hf =	0,482 mt
Hf total =	2,72 mt

**H.- Determinación de los Niveles de Trabajo****H1.- Pérdida de Carga en el lecho filtrante limpio****H1.1 Pérdida de Carga de la arena**

d i1(mm)	d i2(mm)	Di(m)	Xi	Xi/Di <sup>2</sup>
0,42	0,50	0,000458	0,050	238363,11
0,50	0,59	0,000543	0,110	373072,32
0,59	0,71	0,000647	0,215	513805,78
0,71	0,84	0,000772	0,225	377526,91
0,84	1,00	0,000917	0,220	261627,87
1,00	1,19	0,001091	0,110	92415,15
1,19	1,41	0,001295	0,070	41740,58
Total =				1898351,73

Pérdida de carga =	6,42E-04 q
--------------------	------------

**H1.2 Pérdida de carga de la antracita**

d i1	d i2	Di	Xi	Xi/Di <sup>2</sup>
0,71	0,84	0,000772	0,10	167789,74
0,84	1,19	0,001000	0,31	310000,00
1,19	1,41	0,001295	0,28	188962,33
1,41	1,68	0,001538	0,21	88862,93
1,68	2,00	0,001833	0,10	29762,88
Total =				763177,88

Pérdida de carga =	4,93E-04 q
--------------------	------------

Pérdida de carga en el lecho filtrante limpio =	0,0011351 q
---	-------------

**H2.- Pérdida de carga en la compuerta de entrada**

Area de cada filtro =	4 m <sup>2</sup>
Compuerta =	16 pulg
Area de la compuerta =	0,1651610 mt <sup>2</sup>
Pérdida de carga =	4,009E-09 q <sup>2</sup>

**H3.- Pérdida de carga en el drenaje**

Pérdida de carga =	6,965E-07 q <sup>2</sup>
--------------------	--------------------------

**H4.- Pérdida de carga en el falso fondo**

Pérdida de carga =	2,623E-13 q <sup>2</sup>
--------------------	--------------------------

H5 .- Pérdida de carga en la compuerta de salida

$Pérdida\ de\ carga = 4,0048E-09\ q^2$
--

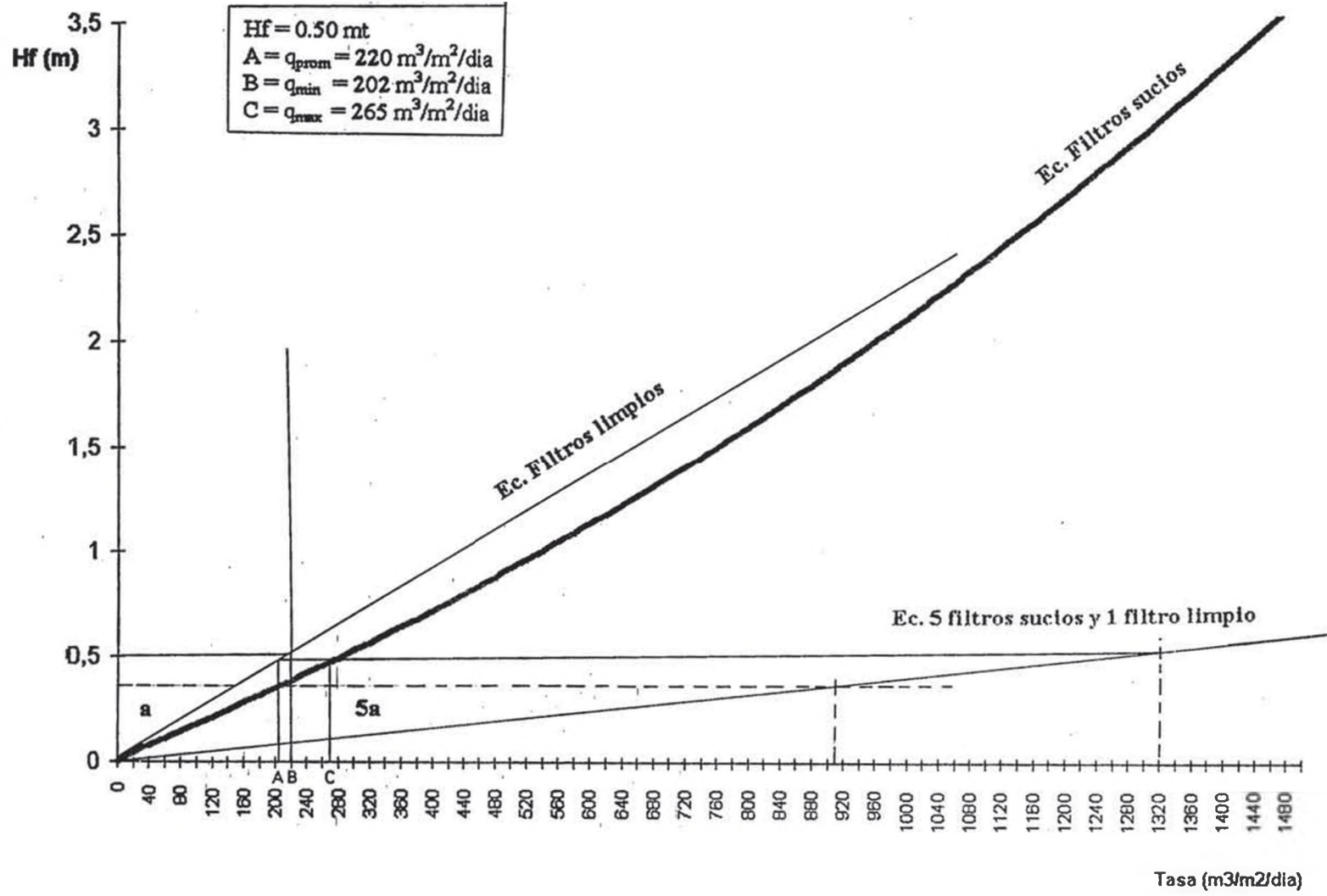
H6 .- Pérdida de carga en el vertedero de salida

$Pérdida\ de\ carga = 0,00283727\ q^{(2/3)}$
--

H7 .- Ecuación de Pérdida de carga total

$0,002837274\ q^{(2/3)}$	+
$0,00113512\ q$	+
$7,045E-07\ q^2$	+

**Gráfico 5.3 :Determinación de los niveles de trabajo en Filtros Rápidos**



#### 5.4.4.19 : DISEÑO DE LA ESTACION DE CLORACION

Datos :

Caudal	51,95	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
Dosis máxima	3	mg/lt
Concentración de la solución	3500	mg/lt

Resultados :

Caudal mínimo de agua	4,4529E-05	m <sup>3</sup> /seg
Capacidad requerida del equipo	561,06	gr/hr
Capacidad del clorador	1400	gr/hr
	389	mg/seg
Capacidad mínima del clorador	70	gr/hr
Velocidad de la tubería de alimentación	0,90	m/seg
Area de la tubería	4,94762E-05	m <sup>2</sup>
Longitud de la tubería de alimentación	4,00	m
Diámetro de la tubería de alimentación	0,007936932	m
	0,50	pulg
Hf por fricción	0,39	m
Coefficiente de fricción	0,03	
Hf en accesorios	0,18	m
Coefficiente de fricción	4,45	
Presión requerida por el eyector	30,00	m
Carga dinámica total	30,57	m
Potencia de la bomba	0,0213	HP
Eficiencia de la bomba	0,85	
Tiempo de contacto	10,00	min
Volumen del tanque de contacto de cloro	32,00	m <sup>3</sup>

#### 5.4.4.20 : DISEÑO DE LA CAMARA DE CONTACTO DE CLORO

Datos :

Caudal	220	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
	0,22	m <sup>3</sup> /seg
Tiempo de contacto	20	min
	1200	seg
Relación L/C	40	: 1
Velocidad	0,2	m/s

Resultados :

Longitud del canal	240	m
Ancho del canal	0,26	m
Sección del canal	0,846153846	m <sup>2</sup>
Altura del canal	3,25	m
Ancho de la vuelta	4,88	m
Número de canales	5	
Longitud del canal	48	m
L/C	9,84	



## **5.5 Reservorio**

### **5.5.1 Aspectos Generales**

Los estanques de almacenamiento juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

### **5.5.2 Características de los estanques de almacenamiento**

Un estanque de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales:

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios e interrupciones por daños de tuberías de aducción o estaciones de bombeo.

Los aspectos más importantes para el diseño de los estanques de almacenamiento son:

1. Capacidad.
2. Ubicación.
3. Tipo de estanque

#### **1- Capacidad del estanque**

La capacidad del estanque es función de varios factores a considerar:

- Compensación de las variaciones horarias.
- Emergencias para incendios.
- Provisión de reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o bombas.
- Funcionamiento como parte del sistema.

## **2- Ubicación del estanque**

La ubicación del estanque está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio. Estas presiones en la red están limitadas por Normas, dentro de rangos que puedan garantizar para las condiciones más desfavorables una dinámica mínima y máxima, no superior a un determinado valor que haría impráctica su utilización en las instalaciones domiciliarias.

## **3- Tipos de estanque**

Los estanques de almacenamiento pueden ser construidos directamente sobre la superficie del suelo o sobre torre cuando por razones de servicio se requieran elevarlos.

### **5.5.3 Diseño del estanque de almacenamiento**

Tal como se desarrolló en el ítem 3.3.4, se presenta el resumen del cálculo del volumen de almacenamiento:

Cuadro 5.17 Diseño del estanque de almacenamiento

Caudal máximo diario	51.95	lt/seg
Caudal máximo horario	90.04	lt/seg
Coefic. máximo diario	1.50	
Coefic. máximo horario	2.60	
Volumen de regulación (25 % Demanda diaria)	573	m3
Volumen contra incendio	216	m3
Volumen de reserva (periodo de interrupcion de 2 horas en el servicio)	249	m3
Volumen de almacenamiento	1038	m3
Volumen del estanque	1050	m3

## **5.6 Línea de Conducción**

### **5.6.1 Aspectos Generales**

Una línea de conducción está constituida por la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento, y desde la planta de tratamiento hasta el reservorio de almacenamiento, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ellas.

### **5.6.2 Criterios para el diseño**

Partiendo de la base de que todo diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos, una línea de aducción por gravedad debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo cual en la mayoría de los casos nos conducirá a la selección del diámetro mínimo que satisfaciendo razones técnicas (capacidad), permita presiones iguales o menores que las que la resistencia física que el material soportaría.

Para el diseño de una línea de conducción por gravedad deben tenerse en cuenta, los siguientes criterios

- Carga disponible o diferencia de elevación
- Capacidad para transportar el gasto máximo diario
- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- La clase de tubería en función del material ( Fierro fundido, Fierro Galvanizado, Fierro Fundido dúctil, PVC )
- Diámetros.
- Estructuras complementarias

### **5.6.3 Diseño de la línea de conducción**

El cuadro 5.18 muestra el cálculo de la línea de conducción desde la Captación hasta la planta de tratamiento de agua, mientras que el cuadro 5.19, el cálculo de la línea de conducción desde la planta de tratamiento hasta el reservorio apoyado.

## **5.7 Línea de aducción**

### **5.7.1 Aspectos Generales**

Una línea de aducción está constituida por la tubería que conduce agua desde el estanque regulador hasta el punto de ingreso a la red de distribución de agua, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ellas.

### **5.7.2 Criterios para el diseño**

Para el diseño de una línea de aducción por gravedad deben tenerse en cuenta, los siguientes criterios

**Cuadro 5.18 : Línea de conducción : Captación - Planta de Tratamiento**

Datos :			Qmd	51,95	lt/seg				
			Material	P.V.C.					
			Velocidad	1,03	m/seg				
			Coef. C :	140					
			Elevación	840,74	m.s.n.m.				
Tramo	Progresiva	L (m)	D (pulg)	Clase	Hf (m)	Hf-T (m)	m.s.n.m.	Estática	Dinámica
1	100,00	100,00	10,00	A-5	0,38	0,38	838,44	2,30	1,92
2	190,50	90,50	10,00	A-5	0,34	0,71	837,10	3,64	2,93
3	290,50	100,00	10,00	A-5	0,38	1,09	836,62	4,12	3,03
4	415,00	124,50	10,00	A-5	0,47	1,56	836,22	4,52	2,96
5	416,30	1,30	10,00	A-5	0,00	1,56	837,25	3,49	1,93

**Cuadro 5.19 : Línea de conducción : Planta de Tratamiento - Reservorio**

Datos :			Qmd	51,95	lt/seg				
			Material	P.V.C.					
			Velocidad	1,03	m/seg				
			Coef. C :	140					
			Elevación	832,15	m.s.n.m.				
Tramo	Progresiva	L (m)	D (pulg)	Clase	Hf (m)	Hf-T (m)	m.s.n.m.	Estática	Dinámica
1	100,00	100,00	10,00	A-5	0,38	0,38	831,50	0,65	0,27
2	200,00	100,00	10,00	A-5	0,38	0,75	830,88	1,27	0,52
3	327,00	127,00	10,00	A-5	0,48	1,23	830,10	2,05	0,82
4	447,00	120,00	10,00	A-5	0,45	1,68	826,22	5,93	4,25
5	552,50	105,50	10,00	A-5	0,40	2,07	822,20	9,95	7,88
6	560,50	8,00	10,00	A-5	0,03	2,10	830,00	2,15	0,05

- Carga disponible o diferencia de elevación
- Capacidad para transportar el gasto máximo horario
- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- La clase de tubería en función del material ( Fierro Fundido, Fierro Galvanizado, Fierro Fundido Dúctil, PVC )
- Diámetros.

### **5.7.3 Diseño de la línea de aducción**

El cuadro 5.20 muestra el cálculo de la línea de aducción desde el reservorio apoyado hasta el inicio de la red de agua potable de la ciudad de San Martín de Pangoa.

## **5.8 Red de Distribución**

### **5.8.1 Aspectos generales**

Dependiendo de la topografía, de la vialidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y de las demás estructuras necesarias, puede determinarse el tipo de red de distribución.

#### **a- Tipo ramificado**

Son redes de distribución constituidas por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden constituir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos. Este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta o no permite la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera, donde el diseño más conveniente puede ser una arteria central con una serie de ramificaciones para dar servicio a algunas calles que han crecido convergiendo a ella.

Los gastos medios de consumo en cada tramo pueden determinarse conociendo la zonificación y asignando la dotación correspondiente de acuerdo a las Normas Sanitarias vigentes.

En el caso de las localidades donde no se disponga del plano regulador de la los gastos de consumo por tramo pueden asignarse en base a un gasto unitario para Zonas de densidad homogénea.

**Cuadro 5.20 : Línea de aducción Reservoirio - Red de distribución**

Datos :

Caudal máximo horario :	90,04	lt/seg
Material del tubo :	P.V.C.	
Velocidad	1,23	m/seg
Coef. C :	140	
Máx nivel del reserv.	822,20	m.s.n.m.
Mín. nivel del reserv.	830,00	m.s.n.m.

**A- Cálculo tomando en cuenta el nivel mínimo de aguas en el reservoirio**

Tramo	Progresiva	L (m)	D (pulg)	Clase	Hf (m)	Hf-T (m)	m.s.n.m.	Presión	
								Estática	Dinámica
1	268,00	268,00	12,00	A-7.5	1,14	1,14	811,30	10,90	9,76
2	450,00	182,00	12,00	A-7.5	0,78	1,92	799,20	23,00	21,08
3	670,00	220,00	12,00	A-7.5	0,94	2,86	788,30	33,90	31,04
4	880,00	210,00	12,00	A-7.5	0,90	3,76	779,50	42,70	38,94
5	990,00	110,00	12,00	A-7.5	0,47	4,23	774,00	48,20	43,97
6	1220,00	230,00	12,00	A-7.5	0,98	5,21	771,00	51,20	45,99

**B- Cálculo tomando en cuenta el nivel máximo de aguas en el reservoirio**

Tramo	Progresiva	L (m)	D (pulg)	Clase	Hf (m)	Hf-T (m)	m.s.n.m.	Presión	
								Estática	Dinámica
1	268,00	268,00	12,00	A-7.5	1,14	1,14	811,30	18,70	17,56
2	450,00	182,00	12,00	A-7.5	0,78	1,92	799,20	30,80	28,88
3	670,00	220,00	12,00	A-7.5	0,94	2,86	788,30	41,70	38,84
4	880,00	210,00	12,00	A-7.5	0,90	3,76	779,50	50,50	46,74
5	990,00	110,00	12,00	A-7.5	0,47	4,23	774,00	56,00	51,77
6	1220,00	230,00	12,00	A-7.5	0,98	5,21	771,00	59,00	53,79

### **b- Tipo mallado**

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de las tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. En el dimensionamiento de una red mallada se trata de encontrar los gastos de circulación de cada tramo, para lo cual nos apoyamos en algunas hipótesis estimadas de los gastos en los nodos.

En las ciudades donde no existe un plano regulador, la estimación de los gastos Medios de Consumo se hará en función del crecimiento poblacional para el periodo de diseño considerado. Deberán tomarse en cuenta las características de las viviendas, las densidades de la población por Zonas y la posibilidad de desarrollo o de expansión futura hacia alguna Zona en particular.

Resulta ventajoso hacer división por zonas, tratando de reunir aquellas que presentan características homogéneas o similares, tomando en cuenta la densidad actual y el posible incremento futuro

### **Configuración de la red de distribución**

Las redes malladas están constituidas por la matriz de distribución, de las tuberías principales, tuberías secundarias o de relleno y ramales abiertos. Las tuberías principales constituirán las mallas, cuyos tramos se definirán por los nodos que lo comprenden. Para ello , se define un nodo en base a lo siguiente :

- a- Intersección de 2 tuberías principales.
- b- Todo punto de alimentación.
- c- Tramos no mayores de 500 a 600 mt.

Para la configuración de las mallas mediante las tuberías principales se tomará en cuenta el posible desarrollo o crecimiento de la Ciudad o Zona a proyectar; así, un desarrollo hacia la periferia, motivado por la existencia de zonas planas que propiciarían tal extensión, induce a proyectar mallas exteriores previendo el crecimiento urbanístico hacia tales áreas. En cambio, Zonas que tienen limitaciones de expansión, ya sea por las condiciones topográficas de difícil desarrollo urbanístico por la existencia de ríos, lagos o mares, o por disposiciones legales que no permitan el desarrollo hacia determinadas zonas, conduce a proyectar mallas internas previendo el desarrollo vertical o de alta densidad de esos sectores.

Cuando por razones topográficas las presiones de servicio en el sistema de distribución sean muy altas, resulta conveniente dividir la zona en varias redes, las cuales pueden interconectarse mediante válvulas reguladoras o reductoras de presión; o mediante

tranquillas rompecargas, o bien separarlas con estanques de almacenamiento independientes.

### **Consideraciones para el diseño**

La red debe prestar un servicio eficiente y continuo, por lo cual su diseño debe atender a la condición más desfavorable. Al estudiar las variaciones del consumo, determinamos las horas del día cuando el consumo de agua de la población llega a su máximo, lo cual permite definir el Consumo Máximo Horario.

Esta condición debe ser satisfecha para la red de distribución, a fin de no provocar deficiencias en el sistema.

En el capítulo III fijamos valores para el Consumo Horario, del orden del 150 y 260 por cien del consumo medio diario promedio anual.

Al analizar la red de distribución debemos, por tanto , afectar los Consumos medios por el factor  $K_2$  , correspondiente a esta hora de máximo consumo, con lo cual verificaremos las presiones o rangos de presiones máximas y mínimas que deben ser satisfechas en la red de distribución. Adicionalmente se hace necesario estudiar el funcionamiento hidráulico de la red ante eventualidades como la ocurrencia de incendios, lo cual demandará grandes cantidades de agua en forma momentánea para atender tales contingencias.

### **Asignación de los gastos en los tramos que constituyen las mallas ( tuberías principales )**

Para el dimensionamiento de una red mallada tratamos de encontrar los gastos de circulación para cada tramo, basándonos en algunas hipótesis de cálculo tendientes a determinar los gastos por cada nodo.

#### **a- Método de las áreas**

Se trata de determinar el gasto o consumo medio para toda la zona a proyectar y las áreas de influencia de cada nodo con su peso respectivo a fin de definir una demanda unitaria.

Se entiende por peso de un nodo a la rata de ocupación del nodo o de desarrollo en el periodo de diseño. Se enumeran los nodos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno, trazando las mediatrices de los tramos. Se procurará tener áreas de figuras geométricas conocidas.

#### **b- Método de repartición media**

Otro método muy generalizado, para la concentración de los gastos en los nodos , es mediante la repartición del gasto por la mitad a ambos extremos de cada tramo.



Para ello, una vez que se ha definido la malla y se han determinado los gastos medios de consumo en cada tramo de todo el sistema (tuberías principales, secundarias y ramales abiertos), se asignan los gastos de las tuberías secundarias y ramales ciegos a las tuberías principales, de acuerdo a una distribución lógica.

Asignado a cada tramo de la tubería principal (malla) el gasto correspondiente, se multiplica por el factor de diseño ( K2 y K3, etc.) y se reparten dichos gastos por la mitad de cada nodo que constituye el tramo.

### **Selección del tipo de distribución**

De acuerdo a las condiciones de topografía, la ubicación de la fuente de abastecimiento respecto de la red y al estanque , motiva el suministro de agua mediante el sistema por gravedad.

### **Selección de diámetros y cálculo de presiones**

Una vez establecido el mallado, constituido por las tuberías principales y asignados los gastos correspondientes a cada tramo para el caso de análisis que se pretenda, se procede a determinar los gastos de tránsito mediante el procedimiento siguiente :

1. Caso de análisis. Selección de factores correspondientes
2. Determinación de los gastos de cada tramo para el caso de análisis.
3. Determinación de los gastos en los nodos o repartición de gastos. Los gastos asignados a cada tramo son repartidos por mitad a cada una de las esquinas que lo contiene, obteniéndose así los gastos de nodos; o por el método de las áreas.
4. Asignación de los gastos de tránsito. Por tratarse de una red mallada, el flujo para el diseño respectivo será el del gasto que pasa a través y no solamente el de su propio consumo. Esto obliga a hacer análisis que conduzcan a determinar los gastos reales de circulación.

### **Método de cálculo**

En virtud de que la red está constituida por un circuito cerrado de tuberías, el flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones :

1. El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale
2. La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma

Estas condiciones, junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones en los cuales, bien los flujos en cada tubo, o bien la carga en cada nodo, pueden ser tomadas como incógnitas.

Si las cargas son tomadas como incógnitas, las ecuaciones serán las de continuidad de flujo, y si son de flujos tomados como incógnitas, las ecuaciones serán las relativas a la continuidad de carga, pero en ambos casos el orden de las ecuaciones será el mismo que el de la relación entre el flujo y pérdida de carga.

### Método de Hardy Cross

Para la discusión del método, consideramos el caso más sencillo de una red constituida por una sola malla y suministro por gravedad.

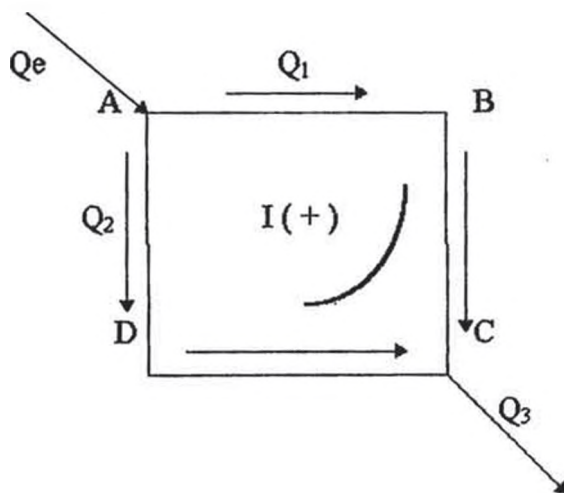


Figura 5.4 Sentido de la corriente de agua asumido para una red en general

Siendo  $Q_e$  el gasto de alimentación a la malla, éste se bifurca en el Nodo A en los gastos  $Q_1$  y  $Q_2$  que serán los gastos de tránsito correspondientes a los tramos AB y AD, respectivamente. Siendo estos gastos asumidos, existirá probabilidad de error por tanto deberán ser verificados mediante las expresiones de pérdida de carga ( $J = \alpha L Q^n$ ) y comprobar el cumplimiento de las condiciones que debe satisfacer toda red mallada, es decir  $\sum Q = 0$  en cada nodo, y pérdidas de carga idénticas entre dos puntos, cualquiera que sea el camino seguido.

Usaremos la convención de signo positivo (+) para las pérdidas de carga resultantes de los gastos que circulan en el sentido de las agujas del reloj y signo menos (-) en caso contrario.

El método de Cross es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican a los flujos originalmente asumidos ( gastos de tránsito ) hasta que la red esté balanceada.

En el caso de la figura mostrada anteriormente, desde el Nodo A hasta el Nodo C, la pérdida de carga puede ser calculada como :

$$J_1 = \alpha_1 (AB + BC ) Q_1^n = \alpha_1 L_1 Q_1^n$$

$$J_2 = \alpha_2 (AD + DC ) Q_2^n = \alpha_2 L_2 Q_2^n$$

Si  $Q_1$  y  $Q_2$  han sido elegidos de modo que el sistema esté balanceado  $J_1 = J_2$  y el problema estará resuelto. Si por el contrario,  $J_1 - J_2 \neq 0$  , los valores iniciales para  $Q_1$  y  $Q_2$  son incorrectos y hemos de hacer las correcciones sucesivas a que hubiese lugar.

Asumiendo la magnitud de error como  $q$ , éste estará en exceso en un sentido de la corriente y en defecto en otro sentido. Por lo tanto :

$$Q_1' = ( Q_1 + q )$$

$$Q_2' = ( Q_2 - q )$$

Para considerar balanceada la red, deberá cumplirse que  $J_1' - J_2' = 0$  . Luego :

$$\alpha_1 * L_1 * (Q_1')^n - \alpha_2 * L_2 * (Q_2')^n = 0$$

$$\alpha_1 * L_1 * (Q_1 + q)^n - \alpha_2 * L_2 * (Q_2 - q)^n = 0$$

$$\alpha_1 * L_1 * (Q_1^n + nq * Q_1^{n-1} + \frac{n * (n-1)}{2} q^2 * Q_1^{n-2} + \dots)$$

$$- \alpha_2 * L_2 * (Q_2^n + nq * Q_2^{n-1} + \frac{n * (n-1)}{2} q^2 * Q_2^{n-2} - \dots) = 0$$

Si en la primera estimación hecha resulta  $q$  pequeño, los términos de la expresión que incluyen potencias de  $q$  pueden despreciarse.

$$\alpha_1 * L_1 * Q_1^n + \alpha_1 * L_1 * nqQ_1^{n-1} - \alpha_2 * L_2 * Q_2^n + \alpha_2 * L_2 * nqQ_2^{n-1} = 0$$

$$\alpha_1 * L_1 * Q_1^n = J_1$$

$$\alpha_2 * L_2 * Q_2^n = J_2$$

$$\alpha_1 * L_1 * nqQ_1^{n-1} = \frac{J_1}{Q_1}$$

$$\alpha_2 * L_2 * nqQ_2^{n-1} = \frac{J_2}{Q_2}$$

Luego :

$$J_1 + nq * \frac{J_1}{Q_1} - J_2 + nq * \frac{J_2}{Q_2} = 0$$

$$q = - \frac{J_1 - J_2}{n * \left( \frac{J_1}{Q_1} + \frac{J_2}{Q_2} \right)}$$

Generalizando :

$$q = - \frac{\sum J}{n \sum J/Q}$$

Lo cual constituye el valor de la corrección en la primera aproximación, debiendo repetirse el procedimiento para lograr el balance de la malla.

Esta expresión por razones prácticas puede también escribirse :

$$q = - \frac{\sum J}{n \sum r * Q^{n-1}}$$

donde :  $r = \alpha * L$

Para  $n = 1.85$

La corrección tendrá el valor :

$$q = - \frac{\sum J}{1.85 \sum r * Q^{0.85}}$$

### **Redes constituidas por varias mallas**

Cuando una red consta de varias mallas o circuitos, existirán, por tanto, tramos comunes, que se verán afectados por más de una corrección. En tales condiciones, la corrección de una malla se verá afectada en ese tramo por la corrección de la adyacente y viceversa; ello induce a ir haciendo correcciones simultáneas para permitir una convergencia también del conjunto.

Una vez ajustada la red a un cierto límite de exactitud, se procederá a la determinación de las presiones en los nodos, y a su verificación para satisfacer los requerimientos de presiones de servicio.

### **Válvulas**

La red de distribución estará provista de válvulas de interrupción en cantidad y distribución tal, que permitan aislar sectores de redes no mayores de 500 mts. de longitud. En casos especiales y justificados, se podrá permitir el aislamiento de zonas de mayor presión.

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

En lo posible deberá hacerse una distribución simétrica de las válvulas, las que deberán ubicarse en 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 :

- Válvulas de compuerta, que cumplen la función de interrumpir el flujo del agua y que se utilizarán en todas las redes secundarias o de relleno.
- Válvulas de mariposa, que irán alojadas en cámaras especiales, 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 estas matrices, incluyéndose la instalación de un medidor de caudal y su manómetro.
- Válvulas 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.

### **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 m. Se ubicarán en las esquinas, a 0,20 m. del 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 100 mm ( 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.

#### **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 de 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 transmitirá al terreno, no supere la carga admisible de éste.

#### **5.8.2. Diseño de la Red de Distribución**

Para el diseño de las redes de distribución, se empleó el programa NET versión 2.2 para el cálculo del Hardy-Cross en redes de agua potable. Las figuras 5.5, 5.6 y 5.7 muestran la conformación de los circuitos en las ciudades de San Martín de Pangoa, San Ramón de Pangoa y el anexo Chavini, respectivamente; también se muestran los resultados del cálculo del Hardy-Cross para dichas ciudades.

#### **5.8.3 Conexiones domiciliarias de agua potable**

Las conexiones domiciliarias de agua serán del tipo simple y estarán compuesto de :

a- Elementos de toma:

- abrazadera de derivación con su empaquetadura
- llave de toma (corporation)
- transición de llave de toma a tubería de conducción
- cachimba o curva de 90° ó 45°.

b-Tubería de conducción.

## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : AGUA POTABLE DE SAN MARTIN DE PANGOA
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 825.13
- Tramo con cota piezometrica conocida : 4
- Numero de mallas en la red : 10
- Numero maximo de tramos en una malla : 8

Malla	Tramos	Malla Inicio	Tramo Inicio
1	4	1	4
2	5	1	4
3	5	2	2
4	5	1	1
5	6	2	1
6	5	3	1
7	8	6	2
8	6	5	2
9	4	8	2
10	5	5	1

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	40.00	190	140	785.09	2
2	4.0	-3.00	256	140	786.67	4
3	4.0	-9.00	184	140	776.29	0
4	10.0	79.40	257	140	772.35	0

Malla No. : 2

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	37.97	270	140	771.36	0
2	4.0	-0.53	284	140	774.86	5
3	4.0	-4.00	275	140	782.35	3
4	6.0	-41.41	100	140	785.09	4
5	6.0	-40.00	190	140	772.35	1

Malla No. : 3

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	1.00	109	140	770.25	5
2	4.0	-2.69	180	140	763.44	6
3	4.0	-8.28	403	140	772.81	0
4	6.0	-35.62	184	140	782.35	4
5	4.0	4.00	275	140	774.86	2

Malla No. : 4

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	41.41	100	140	782.35	2
2	6.0	35.62	184	140	772.81	3
3	3.0	-2.60	220	140	775.00	0
4	3.0	-3.95	269	140	786.67	0
5	4.0	3.00	256	140	785.09	1

Malla No. : 5

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
-------	--------	--------	------	---	---------	--------

1	6.0	35.69	98	140	769.74	0
2	6.0	23.51	142	140	765.24	10
3	4.0	5.00	289	140	761.88	8
4	4.0	-1.87	147	140	770.25	6
5	4.0	-1.00	109	140	774.86	3
6	4.0	0.53	284	140	771.36	2

Malla No. : 6

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	1.87	147	140	761.88	5
2	4.0	4.82	158	140	755.57	8
3	4.0	5.84	180	140	759.03	7
4	4.0	-2.00	304	140	763.44	0
5	4.0	2.69	180	140	770.25	3

Malla No. : 7

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	-3.00	167	140	752.23	8
2	4.0	3.31	226	140	749.58	9
3	3.0	3.49	179	140	749.38	0
4	3.0	2.35	74	140	749.73	0
5	3.0	-1.00	140	140	749.31	0
6	3.0	-4.54	306	140	750.45	0
7	3.0	-5.71	140	140	759.03	0
8	4.0	-5.84	180	140	755.57	6

Malla No. : 8

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	16.46	237	140	756.56	10
2	6.0	18.84	45	140	755.29	0
3	4.0	8.00	330	140	752.23	9
4	4.0	3.00	167	140	755.57	7
5	4.0	-4.82	158	140	761.88	6
6	4.0	-5.00	289	140	765.24	5

Malla No. : 9

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	9.05	271	140	749.53	0
2	3.0	2.21	289	140	749.58	0
3	4.0	-3.31	226	140	752.23	7
4	4.0	-8.00	330	140	755.29	8

Malla No. : 10

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	10.00	204	140	758.56	0
2	3.0	6.57	392	140	750.43	0
3	4.0	3.76	215	140	756.56	0
4	6.0	-16.46	237	140	765.24	8
5	6.0	-23.51	142	140	769.74	5



# RESULTADOS DE REDES MATRICES

## AGUA POTABLE DE SAN MARTIN DE PANGO

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	190	6.0	785.09	140	34.95	4.12	1.92	821.01	35.92
2	256	4.0	786.67	140	-5.79	-1.44	-0.71	822.45	35.78
3	184	4.0	776.29	140	-12.99	-4.60	-1.60	827.05	50.76
4	257	10.0	772.35	140	75.41	1.92	1.49	825.13	52.78

Malla No. : 2

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	270	6.0	771.36	140	39.04	7.19	2.14	817.94	46.58
2	284	4.0	774.86	140	6.02	1.71	0.74	816.23	41.37
3	275	4.0	782.35	140	-6.84	-2.10	-0.84	818.33	35.98
4	100	6.0	785.09	140	-39.15	-2.68	-2.15	821.01	35.92
5	190	6.0	772.35	140	-34.95	-4.12	-1.92	825.13	52.78

Malla No. : 3

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	109	4.0	770.25	140	10.38	1.80	1.28	814.43	44.18
2	180	4.0	763.44	140	4.17	0.55	0.51	813.88	50.44
3	403	4.0	772.81	140	-4.38	-1.35	-0.54	815.23	42.42
4	184	6.0	782.35	140	-30.52	-3.11	-1.67	818.33	35.98
5	275	4.0	774.86	140	6.84	2.10	0.84	816.23	41.37

Malla No. : 4

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	100	6.0	782.35	140	39.15	2.68	2.15	818.33	35.98
2	184	6.0	772.81	140	30.52	3.11	1.67	815.23	42.42
3	220	3.0	775.00	140	-3.79	-2.29	-0.83	817.52	42.52
4	269	3.0	786.67	140	-5.14	-4.93	-1.13	822.45	35.78
5	256	4.0	785.09	140	5.79	1.44	0.71	821.01	35.92

Malla No. : 5

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	98	6.0	769.74	140	30.21	1.62	1.66	816.32	46.58
2	142	6.0	765.24	140	22.41	1.35	1.23	814.97	49.73
3	289	4.0	761.88	140	4.54	1.04	0.56	813.93	52.05
4	147	4.0	770.25	140	-4.39	-0.50	-0.54	814.43	44.18
5	109	4.0	774.86	140	-10.38	-1.80	-1.28	816.23	41.37
6	284	4.0	771.36	140	-6.02	-1.71	-0.74	817.94	46.58

Malla No. : 6

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	147	4.0	761.88	140	4.39	0.50	0.54	813.93	52.05
2	158	4.0	755.57	140	6.88	1.22	0.85	812.71	57.14
3	180	4.0	759.03	140	1.80	0.12	0.22	812.59	53.56
4	304	4.0	763.44	140	-4.96	-1.28	-0.61	813.88	50.44
5	180	4.0	770.25	140	-4.17	-0.55	-0.51	814.43	44.18

Malla No. : 7

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	167	4.0	752.23	140	3.10	0.30	0.38	812.42	60.13

2	226	4.0	749.58	140	5.98	1.35	0.74	811.07	61.49
3	179	3.0	749.38	140	4.57	2.63	1.00	808.43	59.05
4	74	3.0	749.73	140	3.43	0.64	0.75	807.79	58.06
5	140	3.0	749.31	140	0.08	0.00	0.02	807.79	58.48
6	306	3.0	750.45	140	-3.46	-2.69	-0.76	810.48	60.03
7	140	3.0	759.03	140	-4.63	-2.11	-1.02	812.59	53.56
8	180	4.0	755.57	140	-1.80	-0.12	-0.22	812.71	57.14

Malla No. : 8

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	237	6.0	756.56	140	15.82	1.19	0.87	813.78	57.22
2	45	6.0	755.29	140	13.82	0.18	0.76	813.61	58.32
3	330	4.0	752.23	140	4.56	1.19	0.56	812.41	60.18
4	167	4.0	755.57	140	-3.10	-0.30	-0.38	812.71	57.14
5	158	4.0	761.88	140	-6.88	-1.22	-0.85	813.93	52.05
6	289	4.0	765.24	140	-4.54	-1.04	-0.56	814.97	49.73

Malla No. : 9

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	271	4.0	749.53	140	7.46	2.43	0.92	811.17	61.64
2	289	3.0	749.58	140	0.62	0.11	0.14	811.07	61.49
3	226	4.0	752.23	140	-5.98	-1.35	-0.74	812.41	60.18
4	330	4.0	755.29	140	-4.56	-1.19	-0.56	813.61	58.32

Malla No. : 10

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	204	4.0	758.56	140	5.62	1.08	0.69	815.24	56.68
2	392	3.0	750.43	140	2.19	1.48	0.48	813.76	63.33
3	215	4.0	756.56	140	-0.62	-0.02	-0.08	813.78	57.22
4	237	6.0	765.24	140	-15.82	-1.19	-0.87	814.97	49.73
5	142	6.0	769.74	140	-22.41	-1.35	-1.23	816.32	46.58

## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : AGUA POTABLE DE SAN RAMON
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 813.52
- Tramo con cota piezometrica conocida : 5
- Numero de mallas en la red : 8
- Numero maximo de tramos en una malla : 6

Malla	Tramos	Malla Inicio	Tramo Inicio
1	6	1	5
2	4	1	3
3	4	2	1
4	4	3	4
5	5	2	4
6	5	1	1
7	5	6	1
8	6	6	5

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	15.34	150	140	778.25	8
2	4.0	9.13	227	140	788.07	6
3	4.0	7.83	61	140	790.00	5
4	3.0	-1.00	176	140	785.29	2
5	4.0	-5.00	217	140	774.00	0
6	6.0	21.90	76	140	776.67	0

Malla No. : 2

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	7.56	185	140	796.53	5
2	3.0	-0.16	232	140	791.38	3
3	3.0	-2.28	211	140	785.29	0
4	3.0	1.00	176	140	790.00	1

Malla No. : 3

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	3.46	249	140	805.53	4
2	3.0	0.89	230	140	798.96	0
3	3.0	-0.20	249	140	791.38	0
4	3.0	0.16	232	140	796.53	2

Malla No. : 4

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	2.00	235	140	788.23	5
2	3.0	0.63	249	140	802.98	0
3	3.0	-0.49	235	140	805.53	0
4	3.0	-3.46	249	140	796.53	3

Malla No. : 5

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	-7.83	61	140	788.07	1
2	3.0	-0.10	171	140	780.00	6
3	3.0	0.11	284	140	788.23	0

4	3.0	-2.00	235	140	796.53	4
5	4.0	-7.56	185	140	790.00	2

Malla No. : 6

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	4.00	169	140	775.00	8
2	3.0	3.55	86	140	777.10	7
3	3.0	0.17	140	140	780.00	0
4	3.0	0.10	171	140	788.07	5
5	4.0	-9.13	227	140	778.28	1

Malla No. : 7

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	-0.69	173	140	767.45	8
2	3.0	0.30	180	140	762.84	0
3	3.0	0.30	159	140	768.57	0
4	3.0	-1.21	181	140	777.10	0
5	3.0	-3.55	86	140	775.00	6

Malla No. : 8

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	-15.34	150	140	776.67	1
2	3.0	5.00	241	140	763.70	0
3	3.0	3.18	316	140	764.76	0
4	3.0	1.98	69	140	767.45	0
5	3.0	0.69	173	140	775.00	7
6	3.0	-4.00	169	140	778.28	6

# RESULTADOS DE REDES MATRICES

## AGUA POTABLE DE SAN RAMON

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	150	6.0	778.25	140	13.84	0.59	0.76	812.93	34.68
2	227	4.0	788.07	140	7.20	1.91	0.89	811.03	22.96
3	61	4.0	790.00	140	3.56	0.14	0.44	810.89	20.89
4	176	3.0	785.29	140	-2.75	-1.01	-0.60	811.90	26.61
5	217	4.0	774.00	140	-7.88	-2.16	-0.97	814.05	40.05
6	76	6.0	776.67	140	19.02	0.53	1.04	813.52	36.85

Malla No. : 2

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	185	4.0	796.53	140	5.04	0.80	0.62	810.08	13.55
2	232	3.0	791.38	140	0.04	0.00	0.01	810.08	18.70
3	211	3.0	785.29	140	-3.42	-1.81	-0.75	811.90	26.61
4	176	3.0	790.00	140	2.75	1.01	0.60	810.89	20.89

Malla No. : 3

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	249	3.0	805.53	140	1.62	0.54	0.35	809.55	4.02
2	230	3.0	798.96	140	-0.45	-0.05	-0.10	809.59	10.63
3	249	3.0	791.38	140	-1.54	-0.49	-0.34	810.08	18.70
4	232	3.0	796.53	140	-0.04	-0.00	-0.01	810.08	13.55

Malla No. : 4

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	235	3.0	788.23	140	1.12	0.26	0.25	809.83	21.60
2	249	3.0	802.98	140	1.14	0.28	0.25	809.55	6.57
3	235	3.0	805.53	140	0.02	0.00	0.00	809.55	4.02
4	249	3.0	796.53	140	-1.62	-0.54	-0.35	810.08	13.55

Malla No. : 5

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	61	4.0	788.07	140	-3.56	-0.14	-0.44	811.03	22.96
2	171	3.0	780.00	140	2.24	0.67	0.49	810.36	30.36
3	284	3.0	788.23	140	1.50	0.53	0.33	809.83	21.60
4	235	3.0	796.53	140	-1.12	-0.26	-0.25	810.08	13.55
5	185	4.0	790.00	140	-5.04	-0.80	-0.62	810.89	20.89

Malla No. : 6

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	169	3.0	775.00	140	4.43	2.35	0.97	810.58	35.58
2	86	3.0	777.10	140	2.12	0.31	0.46	810.28	33.18
3	140	3.0	780.00	140	-0.78	-0.08	-0.17	810.36	30.36
4	171	3.0	788.07	140	-2.24	-0.67	-0.49	811.03	22.96
5	227	4.0	778.28	140	-7.20	-1.91	-0.89	812.93	34.65

Malla No. : 7

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	173	3.0	767.45	140	1.17	0.21	0.26	810.38	42.93
2	180	3.0	762.84	140	0.78	0.10	0.17	810.28	47.44
3	159	3.0	768.57	140	0.78	0.09	0.17	810.19	41.62

4	181	3.0	777.10	140	-0.73	-0.09	-0.16	810.28	33.18
5	86	3.0	775.00	140	-2.12	-0.31	-0.46	810.58	35.58

Malla No. : 8

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	150	6.0	776.67	140	-13.84	-0.59	-0.76	813.52	36.85
2	241	3.0	763.70	140	3.61	2.30	0.79	811.22	47.52
3	316	3.0	764.76	140	1.79	0.82	0.39	810.40	45.64
4	69	3.0	767.45	140	0.59	0.02	0.13	810.37	42.92
5	173	3.0	775.00	140	-1.17	-0.21	-0.26	810.58	35.58
6	169	3.0	778.28	140	-4.43	-2.35	-0.97	812.93	34.65

**CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA  
FIN DE RED SAN MARTIN - CAMARA ROMPE PRESION**

**DATOS :**

C.P. entrada	811,17	m
Cota de terreno	749,53	m
Longitud	150,00	m
Caudal	4,58	lt/seg
Diámetro	4,00	pulg
C	140,00	

**RESULTADOS :**

Hf	0,55	m
Cota de terreno	739,60	m
Cota piezométrica	810,62	m
Presión	71,02	m
Clase de la tubería	A-10	

**CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA  
CAMARA ROMPE PRESION - INGRESO DE RED CHAVINI**

**DATOS :**

Cota de terreno	738,40	m
Cota piezométrica de entrada	738,40	m
Caudal	4,58	lt/seg
Diámetro	4,00	pulg

Tramo 1		
Material de la tubería	P.V.C.	
Longitud	1596,00	m
C	140,00	

Tramo 2		
Material de la tubería	Fo. Fdo.	
Longitud	30,00	m
C	100,00	

Tramo 2		
Material de la tubería	P.V.C.	
Longitud	77,00	m
C	140,00	

**RESULTADOS :**

Hf 1	5,81	m
Hf2	0,20	m
Hf3	0,28	m
Hf total	6,29	m
Cota de terreno al ingreso de la red	685,20	m
Cota piezométrica al ingreso de la red	732,11	m
Presión al ingreso de la red	46,91	m

## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : AGUA POTABLE DEL ANEXO CHAVINI
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 732.11
- Tramo con cota piezometrica conocida : 5
- Numero de mallas en la red : 1
- Numero maximo de tramos en una malla : 5

Malla                      Tramos                      Malla Inicio                      Tramo Inicio  
 1                                      5                                      1                                      5

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	1.60	80	140	691.00	0
2	3.0	0.64	191	140	684.06	0
3	3.0	-0.30	41	140	684.95	0
4	3.0	-1.50	41	140	685.20	0
5	3.0	2.33	186	140	691.00	0

## RESULTADOS DE REDES MATRICES

AGUA POTABLE DEL ANEXO CHAVINI

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	80	3.0	691.00	140	0.57	0.03	0.13	732.08	41.08
2	191	3.0	684.06	140	-0.39	-0.03	-0.09	732.11	48.05
3	41	3.0	684.95	140	-1.33	-0.06	-0.29	732.18	47.23
4	41	3.0	685.20	140	-2.53	-0.20	-0.55	732.38	47.18
5	186	3.0	691.00	140	1.30	0.27	0.29	732.11	41.11



## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : CAUDAL MINIMO SAN MARTIN DE PANGO
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 829.86
- Tramo con cota piezometrica conocida : 4
- Numero de mallas en la red : 10
- Numero maximo de tramos en una malla : 8

Malla	Tramos	Malla Inicio	Tramo Inicio
1	4	1	4
2	5	1	4
3	5	2	2
4	5	1	1
5	6	2	1
6	5	3	1
7	8	6	2
8	6	5	2
9	4	8	2
10	5	5	1

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	5.78	190	140	785.09	2
2	4.0	-0.96	256	140	786.67	4
3	4.0	-3.27	184	140	776.29	0
4	10.0	10.00	257	140	772.35	0

Malla No. : 2

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	4.00	270	140	771.36	0
2	4.0	2.00	284	140	774.86	5
3	4.0	-2.24	275	140	782.35	3
4	6.0	-6.51	100	140	785.09	4
5	6.0	-5.78	190	140	772.35	1

Malla No. : 3

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	3.87	109	140	770.25	5
2	4.0	-0.36	180	140	763.44	6
3	4.0	-1.30	403	140	772.81	0
4	6.0	-4.00	184	140	782.35	4
5	4.0	2.24	275	140	774.86	2

Malla No. : 4

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	6.51	100	140	782.35	2
2	6.0	4.00	184	140	772.81	3
3	3.0	-1.80	220	140	775.00	0
4	3.0	-2.00	269	140	786.67	0
5	4.0	0.96	256	140	785.09	1

Malla No. : 5

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
-------	--------	--------	------	---	---------	--------

1	6.0	1.58	98	140	769.74	0
2	6.0	0.74	142	140	765.24	10
3	4.0	0.23	289	140	761.88	8
4	4.0	-3.96	147	140	770.25	6
5	4.0	-3.87	109	140	774.86	3
6	4.0	-2.00	284	140	771.36	2

Malla No. : 6

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	3.96	147	140	761.88	5
2	4.0	3.88	158	140	755.57	8
3	4.0	1.20	180	140	759.03	7
4	4.0	-0.40	304	140	763.44	0
5	4.0	0.36	180	140	770.25	3

Malla No. : 7

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	2.38	167	140	752.23	8
2	4.0	1.00	226	140	749.58	9
3	3.0	0.10	179	140	749.38	0
4	3.0	-0.07	74	140	749.73	0
5	3.0	-0.57	140	140	749.31	0
6	3.0	-1.10	306	140	750.45	0
7	3.0	-1.28	140	140	759.03	0
8	4.0	-1.20	180	140	755.57	6

Malla No. : 8

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	0.20	237	140	756.56	10
2	6.0	-0.43	45	140	755.29	0
3	4.0	-1.13	330	140	752.23	9
4	4.0	-2.38	167	140	755.57	7
5	4.0	-3.88	158	140	761.88	6
6	4.0	-0.23	289	140	765.24	5

Malla No. : 9

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	0.43	271	140	749.53	0
2	3.0	-0.60	289	140	749.58	0
3	4.0	-1.00	226	140	752.23	7
4	4.0	1.13	330	140	755.29	8

Malla No. : 10

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	0.51	204	140	758.56	0
2	3.0	0.00	392	140	750.43	0
3	4.0	-0.42	215	140	756.56	0
4	6.0	-0.20	237	140	765.24	8
5	6.0	-0.74	142	140	769.74	5

# RESULTADOS DE REDES MATRICES

## CAUDAL MINIMO SAN MARTIN DE PANGOA

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	190	6.0	785.09	140	5.25	0.12	0.29	829.74	44.65
2	256	4.0	786.67	140	-0.87	-0.04	-0.11	829.78	43.11
3	184	4.0	776.29	140	-1.95	-0.14	-0.24	829.92	53.63
4	257	10.0	772.35	140	11.32	0.06	0.22	829.86	57.51

Malla No. : 2

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	270	6.0	771.36	140	5.86	0.22	0.32	829.65	58.29
2	284	4.0	774.86	140	0.90	0.05	0.11	829.59	54.73
3	275	4.0	782.35	140	-1.03	-0.06	-0.13	829.66	47.31
4	100	6.0	785.09	140	-5.88	-0.08	-0.32	829.74	44.65
5	190	6.0	772.35	140	-5.25	-0.12	-0.29	829.86	57.51

Malla No. : 3

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	109	4.0	770.25	140	1.56	0.05	0.19	829.54	59.29
2	180	4.0	763.44	140	0.63	0.02	0.08	829.52	66.08
3	403	4.0	772.81	140	-0.66	-0.04	-0.08	829.56	56.75
4	184	6.0	782.35	140	-4.58	-0.09	-0.25	829.66	47.31
5	275	4.0	774.86	140	1.03	0.06	0.13	829.59	54.73

Malla No. : 4

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	100	6.0	782.35	140	5.88	0.08	0.32	829.66	47.31
2	184	6.0	772.81	140	4.58	0.09	0.25	829.56	56.75
3	220	3.0	775.00	140	-0.57	-0.07	-0.12	829.63	54.63
4	269	3.0	786.67	140	-0.77	-0.15	-0.17	829.78	43.11
5	256	4.0	785.09	140	0.87	0.04	0.11	829.74	44.65

Malla No. : 5

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	98	6.0	769.74	140	4.53	0.05	0.25	829.60	59.86
2	142	6.0	765.24	140	3.36	0.04	0.18	829.56	64.32
3	289	4.0	761.88	140	0.68	0.03	0.08	829.53	67.64
4	147	4.0	770.25	140	-0.66	-0.01	-0.08	829.54	59.29
5	109	4.0	774.86	140	-1.56	-0.05	-0.19	829.59	54.73
6	284	4.0	771.36	140	-0.90	-0.05	-0.11	829.65	58.29

Malla No. : 6

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	147	4.0	761.88	140	0.66	0.01	0.08	829.52	67.64
2	158	4.0	755.57	140	1.03	0.04	0.13	829.49	73.92
3	180	4.0	759.03	140	0.27	0.00	0.03	829.48	70.45
4	304	4.0	763.44	140	-0.75	-0.04	-0.09	829.52	66.08
5	180	4.0	770.25	140	-0.63	-0.02	-0.08	829.54	59.29

Malla No. : 7

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	167	4.0	752.23	140	0.47	0.01	0.06	829.48	77.25

2	226	4.0	749.58	140	0.90	0.04	0.11	829.44	79.86
3	179	3.0	749.38	140	0.69	0.08	0.15	829.36	79.98
4	74	3.0	749.73	140	0.51	0.02	0.11	829.34	79.61
5	140	3.0	749.31	140	0.01	0.00	0.00	829.34	80.03
6	306	3.0	750.45	140	-0.52	-0.08	-0.11	829.42	78.97
7	140	3.0	759.03	140	-0.70	-0.06	-0.15	829.48	70.45
8	180	4.0	755.57	140	-0.27	-0.00	-0.03	829.49	73.92

Malla No. : 8

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	237	6.0	756.56	140	2.37	0.04	0.13	829.52	72.96
2	45	6.0	755.29	140	2.07	0.01	0.11	829.52	74.23
3	330	4.0	752.23	140	0.68	0.04	0.08	829.48	77.25
4	167	4.0	755.57	140	-0.47	-0.01	-0.06	829.49	73.92
5	158	4.0	761.88	140	-1.03	-0.04	-0.13	829.53	67.65
6	289	4.0	765.24	140	-0.68	-0.03	-0.08	829.56	64.32

Malla No. : 9

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	271	4.0	749.53	140	1.12	0.07	0.14	829.44	79.91
2	289	3.0	749.58	140	0.09	0.00	0.02	829.44	79.86
3	226	4.0	752.23	140	-0.90	-0.04	-0.11	829.48	77.25
4	330	4.0	755.29	140	-0.68	-0.04	-0.08	829.52	74.23

Malla No. : 10

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	204	4.0	758.56	140	0.84	0.03	0.10	829.56	71.00
2	392	3.0	750.43	140	0.33	0.04	0.07	829.52	79.09
3	215	4.0	756.56	140	-0.09	-0.00	-0.01	829.52	72.96
4	237	6.0	765.24	140	-2.37	-0.04	-0.13	829.56	64.32
5	142	6.0	769.74	140	-3.36	-0.04	-0.18	829.60	59.86

## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : CAUDAL MINIMO SAN RAMON DE PANGOA
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 829.50
- Tramo con cota piezometrica conocida : 5
- Numero de mallas en la red : 8
- Numero maximo de tramos en una malla : 6

Malla	Tramos	Malla Inicio	Tramo Inicio
1	6	1	5
2	4	1	3
3	4	2	1
4	4	3	4
5	5	2	4
6	5	1	1
7	5	6	1
8	6	6	5

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	0.67	150	140	778.25	8
2	4.0	0.15	227	140	788.07	6
3	4.0	-0.09	61	140	790.00	5
4	3.0	-1.28	176	140	785.29	2
5	4.0	-2.54	217	140	774.00	0
6	6.0	1.50	76	140	776.67	0

Malla No. : 2

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	1.00	185	140	796.53	5
2	3.0	-0.36	232	140	791.38	3
3	3.0	-1.00	211	140	785.29	0
4	3.0	1.28	176	140	790.00	1

Malla No. : 3

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	0.02	249	140	805.53	4
2	3.0	-0.19	230	140	798.96	0
3	3.0	-0.36	249	140	791.38	0
4	3.0	0.36	232	140	796.53	2

Malla No. : 4

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	1.00	235	140	788.23	5
2	3.0	0.27	249	140	802.98	0
3	3.0	0.10	235	140	805.53	0
4	3.0	-0.02	249	140	796.53	3

Malla No. : 5

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	4.0	0.09	61	140	788.07	1
2	3.0	0.03	171	140	780.00	6
3	3.0	-0.51	284	140	788.23	0

4	3.0	-1.00	235	140	796.53	4
5	4.0	-1.00	185	140	790.00	2

Malla No. : 6

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	0.18	169	140	775.00	8
2	3.0	-0.12	86	140	777.10	7
3	3.0	-0.39	140	140	780.00	0
4	3.0	-0.03	171	140	788.07	5
5	4.0	-0.15	227	140	778.28	1

Malla No. : 7

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	0.13	173	140	767.45	8
2	3.0	0.13	180	140	762.84	0
3	3.0	0.04	159	140	768.57	0
4	3.0	-0.10	181	140	777.10	0
5	3.0	0.12	86	140	775.00	6

Malla No. : 8

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	6.0	-0.67	150	140	776.67	1
2	3.0	0.60	241	140	763.70	0
3	3.0	0.33	316	140	764.76	0
4	3.0	0.15	69	140	767.45	0
5	3.0	-0.13	173	140	775.00	7
6	3.0	-0.18	169	140	778.28	6

# RESULTADOS DE REDES MATRICES

## CAUDAL MINIMO SAN RAMON DE PANGOA

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	150	6.0	778.25	140	2.08	0.02	0.11	829.48	51.23
2	227	4.0	788.07	140	1.08	0.06	0.13	829.42	41.35
3	61	4.0	790.00	140	0.53	0.00	0.07	829.42	39.42
4	176	3.0	785.29	140	-0.41	-0.03	-0.09	829.45	44.16
5	217	4.0	774.00	140	-1.19	-0.06	-0.15	829.52	55.52
6	76	6.0	776.67	140	2.85	0.02	0.16	829.50	52.83

Malla No. : 2

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	185	4.0	796.53	140	0.76	0.02	0.09	829.40	32.87
2	232	3.0	791.38	140	0.01	0.00	0.00	829.40	38.02
3	211	3.0	785.29	140	-0.51	-0.05	-0.11	829.45	44.16
4	176	3.0	790.00	140	0.41	0.03	0.09	829.42	39.42

Malla No. : 3

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	249	3.0	805.53	140	0.24	0.02	0.05	829.38	23.85
2	230	3.0	798.96	140	-0.07	-0.00	-0.01	829.38	30.42
3	249	3.0	791.38	140	-0.23	-0.01	-0.05	829.40	38.02
4	232	3.0	796.53	140	-0.01	-0.00	-0.00	829.40	32.87

Malla No. : 4

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	235	3.0	788.23	140	0.17	0.01	0.04	829.39	41.16
2	249	3.0	802.98	140	0.17	0.01	0.04	829.38	26.40
3	235	3.0	805.53	140	0.00	0.00	0.00	829.38	23.85
4	249	3.0	796.53	140	-0.24	-0.02	-0.05	829.40	32.87

Malla No. : 5

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	61	4.0	788.07	140	-0.53	-0.00	-0.07	829.43	41.36
2	171	3.0	780.00	140	0.34	0.02	0.07	829.40	49.40
3	284	3.0	788.23	140	0.22	0.02	0.05	829.39	41.16
4	235	3.0	796.53	140	-0.17	-0.01	-0.04	829.40	32.87
5	185	4.0	790.00	140	-0.76	-0.02	-0.09	829.42	39.42

Malla No. : 6

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	169	3.0	775.00	140	0.66	0.07	0.14	829.41	54.41
2	86	3.0	777.10	140	0.30	0.01	0.07	829.40	52.30
3	140	3.0	780.00	140	0.03	0.00	0.01	829.40	49.40
4	171	3.0	788.07	140	-0.34	-0.02	-0.07	829.43	41.36
5	227	4.0	778.28	140	-1.08	-0.06	-0.13	829.48	51.20

Malla No. : 7

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	173	3.0	767.45	140	0.19	0.01	0.04	829.41	61.96
2	180	3.0	762.84	140	0.13	0.00	0.03	829.40	66.56
3	159	3.0	768.57	140	0.04	0.00	0.01	829.40	60.83

4	181	3.0	777.10	140	-0.10	-0.00	-0.02	829.40	52.30
5	86	3.0	775.00	140	-0.30	-0.01	-0.07	829.41	54.41

Malla No. : 8

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	150	6.0	776.67	140	-2.08	-0.02	-0.11	829.50	52.83
2	241	3.0	763.70	140	0.54	0.07	0.12	829.43	65.73
3	316	3.0	764.76	140	0.27	0.02	0.06	829.41	64.65
4	69	3.0	767.45	140	0.09	0.00	0.02	829.41	61.96
5	173	3.0	775.00	140	-0.19	-0.01	-0.04	829.41	54.41
6	169	3.0	778.28	140	-0.66	-0.07	-0.14	829.48	51.20



## DATOS DE REDES MATRICES

- Titulo : CAUDAL MINIMO ANEXO CHAVINI
- Cota piezometrica de ingreso a la red (m) : 738.20
- Tramo con cota piezometrica conocida : 5
- Numero de mallas en la red : 1
- Numero maximo de tramos en una malla : 5

Malla	Tramos	Malla Inicio	Tramo Inicio
1	5	1	5

Malla No. : 1

Tramo	D(plg)	Q(lps)	L(m)	C	Cota(m)	Ma.Co.
1	3.0	0.18	80	140	691.00	0
2	3.0	0.03	191	140	684.06	0
3	3.0	-0.11	41	140	684.95	0
4	3.0	-0.29	41	140	685.20	0
5	3.0	0.29	186	140	691.00	0

## RESULTADOS DE REDES MATRICES

### CAUDAL MINIMO ANEXO CHAVINI

Malla No. : 1

Tramo	L(m)	D(plg)	CoT(m)	C	Q(lps)	Hf(m)	V(m/s)	CoP(m)	P(m)
1	80	3.0	691.00	140	0.09	0.00	0.02	738.20	47.20
2	191	3.0	684.06	140	-0.06	-0.00	-0.01	738.20	54.14
3	41	3.0	684.95	140	-0.20	-0.00	-0.04	738.20	53.25
4	41	3.0	685.20	140	-0.38	-0.01	-0.08	738.21	53.01
5	186	3.0	691.00	140	0.20	0.01	0.04	738.20	47.20

c- Tubería de foro de protección.

d- Elementos de control.

- 2 llaves de paso.
- 2 niples estándar.
- 1 medidor o niple de reemplazo.
- 2 uniones presión rosca.

e- Caja 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 el enroscado total de la llave de toma (corporation).

De utilizarse abrazaderas metálicas, estas necesariamente irán protegidas contra la corrosión, mediante un recubrimiento de pintura corrosiva de uso naval ( 2 manos ) o mediante un baño platificado. 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.

#### **b-Tubería de conducción**

La tubería de conducción de empalme desde la cachimba del elemento de toma hasta la caja del medidor, ingresará a esta con una inclinación de 45°.

#### **c- Tubería de forro de protección**

El forro que será 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 tuberías de conducción.
- En el ingreso de la tubería de conducción a la caja del medidor. Este forro será inclinado con corte cola de milano, con lo que se permitirá un movimiento o "juego mínimo" para posibilitar la libre colocación o extracción del medidor de consumo.
- No debe colocarse forro en el trazo que cruzan las bermas, jardines y/o veredas.

**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 deberán 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 gráfico adjunto, 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 ser normalizada, deberá también cumplir con las " condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de medidor de agua y cajas de registro de desagües" que se detallan mas adelante. Se debe tener en cuenta que la caja se ubicará en la vereda, cuidando que comprometa solo un paño de esta. La reposición de la vereda será de brufia a brufia. 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 x 1.00 mts. x 0.10 mts. sobre una base debidamente compactada.

**f- Elemento de unión con la instalación 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.

## **6.0 Agua Residual**

### **6.1 Introducción**

En la naturaleza, el agua pasa por un ciclo natural y continuo, como consecuencia de la evaporación y la precipitación durante el cual, el hombre la utiliza con diversos propósitos, como por ejemplo :

- Plantas hidroeléctricas
- Navegación
- Irrigación
- Abastecimiento de agua potable e industrial
- Recreación

La ampliación de los sistemas de alcantarillado en comunidades, el incremento de la industrialización, la fusión de pequeñas y medianas compañías locales para convertirse en grandes empresas, el establecimiento de rellenos sanitarios y otras medidas para la disposición de aguas residuales, han provocado una situación en la cual el caudal de aguas residuales que ingresa a las aguas naturales sobrepasa la capacidad de autopurificación de estas últimas.

### **6.2 Clasificación de las aguas residuales**

Las aguas residuales se clasifican de acuerdo a su origen y composición. Cuando se diseñan los sistemas de disposición de aguas residuales, es decir, la recolección y el tratamiento de las mismas, debe diferenciarse entre :

- aguas residuales domésticas que provienen de viviendas, edificios públicos y otras instalaciones, incluyendo el agua utilizada para limpieza de calles y control de incendios, así como las provenientes de pequeñas industrias locales conectadas al mismo sistema de alcantarillado,
- aguas residuales comerciales que provienen de locales comerciales, como mataderos, pequeñas industrias y otras instalaciones públicas y que suelen estar conectadas a un sistema de alcantarillado común,
- aguas residuales industriales de todo tipo, producidas por grandes plantas industriales,

- aguas residuales agrícolas, provenientes de la cría de ganado y del procesamiento de productos animales y vegetales,
- agua de infiltración provenientes de sistemas de drenaje, tuberías de desagüe y del descenso artificial del nivel de las aguas subterráneas, así como de la infiltración de éstas al sistema de alcantarillado a través de tuberías y otras instalaciones defectuosas,
- agua de lluvia, que incluye todas las formas de precipitación: lluvia, nieve, granizo y niebla,
- aguas superficiales provenientes de aquellos cuerpos de aguas que ingresan directamente en el sistema de alcantarillado.

Estos diferentes tipos de aguas residuales reciben en conjunto la denominación de "aguas residuales municipales" y están presentes en los sistemas de alcantarillado de las ciudades. Por lo tanto, las aguas residuales municipales consisten principalmente en aguas de origen doméstico y agua de infiltración; aguas de lluvia, cuyo porcentaje mayor o menor dependen de las condiciones locales, y aguas residuales comerciales, industriales y agrícolas.

Las aguas residuales contienen diversas sustancias de origen natural o artificial, que pueden ser mas o menos dañinas para el hombre, los animales y el ambiente. La composición de las aguas residuales depende de su origen y de su tratamiento antes de la descarga.

### **6.3 Composición de las aguas residuales**

Aparte de sus propiedades físicas, todas las aguas naturales contienen componentes de sustancias activas e inactivas. En las aguas superficiales también se pueden encontrar plantas y animales.

Aun en la forma de lluvia, el agua adquiere partículas orgánicas e inorgánicas (gases, microorganismos y trazas de amoníaco y nitratos) en su paso por la atmósfera. En zonas industriales, se ha encontrado hasta 50 mg/lit de ácido sulfúrico en el agua de lluvia. En la cercanía de las fábricas, el agua de lluvia también contiene ácido carbónico, ácido clorhídrico, ácido nítrico y otros , así como óxidos de plomo, zinc, cobre y otros metales, y también hollín y fenoles. Muchas sustancias solubles e insolubles presentes en el suelo, incluyendo excretas de animales, son acarreadas por el agua de lluvia hasta las aguas superficiales y subterráneas. El grado de contaminación de las aguas residuales se presenta utilizando criterios tales como la DBO, la DQO, el contenido de Nitrógeno Amoniacal, el COT y la DTO.

La DBO o demanda bioquímica de oxígeno, es la cantidad de oxígeno requerido por los microorganismos para estabilizar la materia orgánica biodegradable en 20 días, a una

temperatura de 20 °C. Se le designa como DBO última de primera etapa a  $DBO_2$  . También es común determinar la  $DBO_5$  (DBO en 5 días). En las aguas residuales domésticas existe una cierta relación entre la  $DBO_5$  y la  $DBO_{20}$ .

Además de la demanda de oxígeno debido a la oxidación bacteriana ( $DBO_5$ ), la carga contaminante de las aguas residuales también puede expresarse mediante la DQO (demanda química de oxígeno). Esta representa el oxígeno requerido para la oxidación química de los constituyentes orgánicos e inorgánicos. Como agente oxidante se utiliza :

- el dicromato de potasio ( $K_2Cr_2O_7$ ), o
- el permanganato de potasio ( $KMnO_4$ )

El dicromato de potasio es el agente oxidante más fuerte y da como resultado una mayor demanda de oxígeno para un mismo contenido de materia orgánica.

El COT (carbono orgánico total) es una cantidad analíticamente exacta. Se determina mediante la oxidación térmica de sustancias orgánicas, a través de la combustión a elevada temperatura y posterior medición de la cantidad de  $CO_2$  formado. Teóricamente, la cantidad de carbono orgánico puede variar entre aproximadamente 8% (para el  $CCl_4$ ) y 94% (para  $C_{10}H_8$  - naftalina). La variación es mucho menor en el caso de las mezclas encontradas en aguas y aguas residuales. Sin embargo, el contenido de carbono orgánico en aguas residuales representa sólo una parte de la contaminación.

El contenido de nitrógeno amoniacal constituye un parámetro adicional para determinar la contaminación producida por aguas residuales domésticas y comerciales. Hasta cantidades relativamente pequeñas de este elemento, son tóxicas para los peces. Aparte de originarse en aguas residuales domésticas y comerciales, el amoníaco puede provenir también de explotaciones agrícolas (fertilizantes).

La DTO (demanda total de oxígeno) representa la cantidad teórica de oxígeno requerida para oxidar todas las sustancias oxidables presentes en las aguas residuales. Estas son esencialmente compuestos orgánicos, pero también sustancias inorgánicas oxidables. Cuando la DTO se determina mediante el consumo de oxígeno, por ejemplo mediante la combustión a altas temperaturas en presencia de oxígeno, su valor es igual a la cantidad del  $O_2$  necesario para formar  $CO_2$ ,  $H_2O$ , óxidos de nitrógeno y óxidos de azufre de los compuestos orgánicos, así como el correspondiente  $O_2$  requerido para formar los óxidos de algunos compuestos inorgánicos.

En las aguas superficiales y subterráneas existen diferentes sustancias cuyo consumo, en pequeñas concentraciones y en un periodo prolongado, pueden tener un efecto negativo en la salud humana.

#### **6.4 Efectos dañinos de las aguas residuales en las aguas naturales**

Se considera que las aguas residuales son dañinas, cuando impiden o perjudican el uso normal del agua o cuando acarrear hasta las aguas naturales "productos residuales" considerados como nocivos. Pueden producirse daños directos, por ejemplo, cuando :

- El agua es utilizada para el cultivo de peces.
- Las playas son utilizadas por los turistas.
- Los mares o lagos son utilizados para el abastecimiento de agua potable o constituyen áreas recreativas.

El daño puede cuantificarse y compararse cuando los costos ( de inversión y de operación ) del tratamiento de las aguas residuales. Es posible demostrar fácilmente las ventajas económicas que pueden lograrse cuando las plantas de tratamiento de aguas residuales son eficientes.

Existe una vida animal y vegetal muy variada en los cuerpos de agua que no han sido contaminados por las aguas residuales como también su alrededor, desde bacterias acuáticas, microbios, crustáceos y mariscos, hasta peces, reptiles, mamíferos y aves. la flora abarca desde formas menores de algas, plantas acuáticas y de pantano, hasta árboles que suelen crecer en las cercanías de las aguas.

Las aguas residuales pueden destruir completamente un sistema ecológico, y de esta manera, eliminar una fuente de recursos naturales y de producción de alimentos. También puede ocasionar pérdidas en la actividad turística.

Adicionalmente, se producen igualmente pérdidas económicas al desechar en las aguas residuales valiosas sustancias utilizadas en los procesos de producción en vez de recuperarlas mediante el reciclaje. Muchas de estas sustancias podrían ser recuperadas y reutilizadas.

Los daños indirectos son difíciles de cuantificar; estos solo pueden ser estimados.

Las aguas residuales que presentan efectos excepcionalmente tóxicos sobre seres humanos y animales son aquellas que contienen los siguientes componentes :

- solventes orgánicos
- compuestos orgánicos halogenados
- compuestos orgánicos fosforados

- sustancias con efectos cancerígenos demostrados
- sulfuro de hidrógeno
- cianuro
- fluoruro
- metales pesados, especialmente mercurio y cadmio, y compuestos de estos metales
- organismos patógenos y/o huevos de parásitos vivos.

Las aguas residuales invariablemente contienen microorganismos, especialmente bacterias que originan enfermedades intestinales, como tifoidea, para tifoidea, enteritis, y disentería; también virus como los de la polio y la ictericia infecciosa. Además, las aguas residuales domésticas, y algunas comerciales, contienen huevos de parásitos de origen humano y animal ( diferentes tipos de helmintos ).

La contaminación artificial se produce cuando el área circundante a una masa de agua es utilizada para construir urbanizaciones, fábricas y vías de comunicación; o cuando dicha área se destina al uso agrícola o a la explotación forestal. La influencia de contaminación en el agua es mayor a medida que se presente una mayor utilización del área, es decir, depende del grado para el cual el área se desarrolle y use en producción económica. El sistema de drenaje de los terrenos urbanizados transporta, directamente, sustancias contaminantes hasta las aguas naturales; en otros casos, la lluvia lleva estos contaminantes hasta el sistema de drenaje pluvial. Una consecuencia adicional del desarrollo de tierras es la reducción de la infiltración, es decir, la precipitación pluvial que de otro modo filtraría a través del suelo. Así, el caudal y los niveles de las aguas subterráneas se reducen.

El mayor contaminante de las aguas naturales es la descarga de las aguas residuales provenientes de las ciudades y las industrias. El resultado de esta contaminación se refleja en una considerable modificación de las propiedades del agua natural.

Cuando se considere la reutilización de un agua, ésta deberá ser tratada de antemano. En algunos casos, el tratamiento es tan complejo que ciertos usos resultan antieconómicos.

Otros efectos negativos en el agua natural son causados por :

- Aguas residuales que reducen en gran medida el contenido de oxígeno debido a sus constituyentes, los que son química y biológicamente oxidables y consumen el oxígeno disuelto del agua natural mediante la oxidación de compuestos orgánicos ( carbohidratos, grasas, proteínas, etc. ), amoníaco, nitritos y sulfitos.



- Aguas residuales con alto contenido de lodos sedimentables. Sus componentes pueden ser de origen mineral ( por ejemplo, provenientes de las fábricas de arcilla ) u orgánicos ( por ejemplo, residuos de levadura de fábricas vinícolas). Los sólidos que pueden descomponerse orgánicamente son los que causan mayor daño al reaccionar con el lodo sedimentado ( con la formación de sulfuro de hidrógeno y sustancias orgánicas contaminantes ) o produciendo la flotación del mismo.
- Las aguas residuales que contienen agentes fertilizantes, es decir con nutrientes tales como compuestos de nitrógeno y fósforo ( por ejemplo, nitrato de amonio y fosfato de amonio ) que son accesibles para las algas y plantas acuáticas superiores.

Por estas razones, es absolutamente necesaria la recolección y el tratamiento de las aguas residuales.

### **Efecto nocivo de la presencia de sulfuro de hidrógeno en los colectores**

La producción de sulfuro de hidrógeno es un factor negativo en las redes cloacales por su poder corrosivo y su desagradable olor. Por ello, una consideración importante para el diseño consiste en la prevención de su formación.

La cantidad de sulfuro producido varía con la concentración del líquido cloacal, la temperatura, el diámetro de la tubería y el tiempo de retención. Bajo esta consideración, si el periodo de retención es menor de 15 minutos, no se desarrollarán concentraciones serias de sulfuro de hidrógeno.

En aguas negras altamente concentradas, y si la temperatura es alta, se requerirá aproximadamente de una velocidad de 0.90 m/seg a 1.05 m/seg en un colector fluyendo libremente a fin de prevenir la formación de sulfuro de hidrógeno.

Los problemas que pueden ocasionar la formación de sulfuro de hidrógeno, generalmente ocurren en los conductos sólo en longitudes grandes, por su acumulación excesiva en la tubería sin oportunidad de ventilación, produciéndose olores, corrosión, incremento de la demanda de cloro y mayores dificultades de tratamiento. Generalmente, el sulfuro de hidrógeno está disuelto en el agua, siendo a mayor pH y puede liberarse en grandes cantidades, creando ambientes letales.

### **6.5 Componentes de los sistemas de alcantarillado**

La recolección de agua se realiza en el interior de las edificaciones a través de las piezas sanitarias y cañerías internas de la construcción.

Estas aguas usadas y recolectadas deben ser enviadas a un sitio de disposición final donde no tengan efectos ofensivos ni dañinos a la comunidad.

Hasta el presente, el método sanitariamente más aconsejable es mediante la construcción de tuberías subterráneas que conducen dichas aguas a puntos distantes para su tratamiento y/o disposición final.

Estos colectores cloacales reciben aportes de aguas servidas de todo tipo, procedentes tanto de uso doméstico como industrial, comercial e institucional, lo cual hace que en su cuantificación intervengan algunas consideraciones similares a las que determinan los consumos de agua, en los sistemas de abastecimiento.

Adicionalmente a la atención a dar a estas aguas usadas, las zonas urbanizadas modifican la topografía y alteran la permeabilidad del suelo, de forma que es necesario canalizar y conducir las aguas de lluvias, a fin de evitar daños a las edificaciones propias y vecinas.

La recolección de las aguas pluviales puede hacerse en forma separada de las aguas servidas o combinada con ellas, siendo determinante consideraciones de tipo económico para la elección del método más aconsejable.

El término “aguas negras” se refieren a aquellas aguas que contienen excretas o han sido contaminadas por ellas y el de “aguas servidas” generalmente se emplea para definir aquellas aguas que han sido usadas para fines domésticos como lavado de ropa, fregado, higiene personal. Sin embargo, todas estas aguas recolectadas en las viviendas o edificaciones y conducidas hasta el exterior de las mismas reciben la denominación de aguas negras, toda vez que ellas han sido contaminadas por excretas.

Por otra parte, las provenientes de las lluvias que son también recolectadas en cada edificación pueden ser conducidas conjunta o separadamente de las aguas negras, dando así origen a un sistema de recolección unitario o combinado, o, por el contrario, a un sistema de recolección separado.

### **Elección del tipo de sistema**

Principalmente existen dos tipos de sistemas de recolección de aguas negras o servidas y las aguas de lluvia.

#### **a- Sistema unitario**

Se emplea este sistema cuando se recogen simultáneamente las aguas negras y las aguas de lluvia

#### **b- Sistema separado**

Un sistema separado contemple una red cloacal para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que, conjuntamente con las estructuras especiales de recolección, conducirán exclusivamente aguas de lluvia, constituyendo así el alcantarillado de aguas pluviales.

### **Componentes del sistema de alcantarillado**

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

Los colectores se proyectarán previendo la distribución de las áreas de drenaje vecinas. El diseño del diámetro de los colectores, se considerará la capacidad adicional de estas 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.

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

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.

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 necesaria por razones de inspección y limpieza

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

- |  |       |
|--|-------|
| • 150 mm ( 6" ) de diámetro                  | 60 m  |
| • 200 mm ( 8" ) de diámetro                  | 80 m  |
| • 250 mm ( 6" ) a 300 mm ( 12" ) de diámetro | 100 m |
| • Diámetros mayores                          | 150 m |

Las cámaras de inspección podrán ser:

- Buzonetas: que se utilizarán sólo en vías peatonales, cuando la profundidad sea tal, que no permita el recubrimiento de 1.00 m sobre la clave del tubo. Se proyectarán sólo para colectores de 200 mm ( 8" ) de diámetro y en los casos excepcionales de colectores de 150 mm ( 6" ) de diámetro.
- Buzón cuando la profundidad sea tal, que permita recubrimiento mínimo de 1.00 m. sobre la clave del tubo.
- Cámaras especiales de desagüe, cuando la magnitud de las tuberías y/o cambios de dirección, no permitan proyectar buzones.

Para buzonetas y buzones se cuentan con diseños típicos.

En los puntos de cambio de diámetro de las tuberías, debido a las 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 menor a mayor diámetro y, en el fondo, cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

Para tuberías menores de 400 mm ( 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 del tramo aguas arriba.

En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen a un mismo nivel, se deberán proyectar caídas especiales cuando la descarga o altura de caída, con respecto al fondo de la cámara, sea mayor de 1.00 mt.

#### **6.6 Determinación del caudal de diseño**

Una estimación del caudal de aguas negras como base para el diseño de la red de colectores cloacales, comprende determinaciones de varios aportes que de la manera más aproximada o exacta posible, debe hacerse a fin de lograr un diseño ajustado a condiciones reales.

Investigaciones realizadas han evidenciado que los colectores de aguas negras reciben los aportes de agua de tres procedencias diferentes.

Las aguas servidas provenientes del acueducto, las aguas que se infiltran al colector procedentes del subsuelo, y aguas de lluvia que clandestinamente empotra cierto porcentaje de las viviendas de la localidad

#### **Aguas servidas provenientes del acueducto**

Se estima que el 80 % del consumo máximo horario es el caudal del desagüe.

$$Q_d = 0.8 * Q_{MH}$$

#### **Aguas que se infiltran al colector**

Dado que generalmente los colectores cloacales se diseñan como canales abiertos, existen muchas posibilidades de que se infiltren aguas del subsuelo hacia los colectores. Ello dependerá de diversos factores, entre ellos el nivel de la masa de agua, de la porosidad del material de la tubería, del tipo de junta, etc.

Los colectores de aguas negras deben diseñarse con capacidad para recibir este gasto adicional que de manera inevitable penetra a los conductos, principalmente a través de las juntas o uniones. La característica de una buena junta en los sistemas cloacales, incluye la estanquidad, resistencia a penetración de raíces, resistencia a corrosión y durabilidad.

Algunas investigaciones realizadas en ciudades y distritos de Estados Unidos de Norteamérica señalan los valores de infiltración que se indican en el cuadro 6.1 :

Cuadro 6.1 : Valores de infiltración en algunas ciudades de los Estados Unidos

Ciudad	Diámetros	Infiltración	lt/km/día
Cranston R. I	8" - 9"	5,500	13,000
Glonster Mass	21"	26,600	62,925
Sanpus Mass	8" - 24"	28,200 - 33,500	66,710 - 79,250
Webster Mass	8" - 18"	10,000 - 16,500	23,660 - 39,000
Points Pleasants N. J.	8" - 10"	6,000	14,200
Lancaster Pa.	16" - 18"	8,200 - 9,200	19,400 - 21,800
Lemoyne Pa.	8" - 20"	10,000	23,660

El agua procedente por infiltración que se ha considerado como contribución al alcantarillado es un caudal de 20,000 lt/km/día (Norma Técnica del Ministerio de Salud)

## **Lluvias**

El agua procedente de las lluvias que ingresa a los colectores por los buzones se ha considerado igual a 380 lt/bz/día (Norma Técnica de salud)

## **Contribuciones ilícitas**

Si bien en un sistema separado de aguas residuales y aguas de lluvia, es de suponer que no se permitirá el empotramiento de aguas provenientes de los techos y patios interiores al sistema de desagüe, la experiencia demuestra que esto no se logra en un 100 %, y existe un porcentaje de viviendas, que por ignorancia, empotran sus aguas de lluvia conjuntamente con las aguas servidas. Se ha previsto considerar el 10 % del caudal promedio anual para este efecto.

## **Configuración de las redes de alcantarillado**

- **Áreas tributarias a cada colector**

Una forma práctica de determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo y cada colector es haciendo una repartición del gasto total del parcelamiento en función del área. Al delimitar luego el área a servir por cada tramo podemos obtener el caudal de diseño correspondiente.

Para hacer esta delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que este trazado configura

- **Caudal Unitario**

Otra forma sencilla y también práctica para determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo es obteniendo un caudal unitario de aporte, que se obtiene de dividir el caudal de diseño total entre la longitud total de colectores diseñados; de esta manera se podrá obtener el caudal de aporte de cada tramo diseñado.

## **6.7 Comportamiento hidráulico del sistema**

### **Tipo de régimen hidráulico de los colectores cloacales**

Las aguas negras, constituidas principalmente por aguas y en un pequeño porcentaje de sólidos, tienen un comportamiento bajo el punto de vista hidráulico similar al de las aguas puras, del modo que sobre esa premisa se desarrollan los cálculos hidráulicos en los colectores cloacales.

Esta consideración nos conduce a conclusiones similares a las determinadas para el flujo en canales abiertos y a la aplicación de las leyes que rigen para esta condición, ya que la

mayoría de los colectores se diseñarán como canales. Excepciones a esta condición se tendrá :

- Cuando los colectores trabajen sobrecargados
- Cuando se trate de colectores en zonas bajas que precisen un bombeo
- En caso de sifones invertidos

En tales casos el diseño se considerará como conductos a presión.

En términos generales, se puede decir entonces que la superficie del agua cloacal será igual a la que tomaría si fuera agua pura.

Asimismo, para efectos de diseño el régimen se considerará **permanente** , lo cual se mantiene cuando la descarga es constante y uniforme. Esto requiere que la velocidad media sea constante en secciones sucesivas a lo largo de un tramo.

#### **Fórmulas usadas**

La ecuación de continuidad  $Q = V \cdot A$  nos establece la relación entre el caudal, el área del conducto y la velocidad del agua; de modo que conocidas dos variables podemos encontrar la tercera.

En el diseño conocemos el caudal o gasto  $Q$  (lt/seg) y nos quedaría indeterminada el área del conducto y la velocidad requerida. De este modo tendremos que fijar criterios para determinar cuál de estas conviene definir, para buscar la tercera. Uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de colectores cloacales es el relativo a la conveniencia de tener colectores que no faciliten ni permitan la sedimentación de los sólidos que el agua acarrea. En tales circunstancias la determinación de una velocidad capaz de producir el arrastre de material debe privar en el diseño.

#### **Velocidad de flujo y velocidad de arrastre**

Robert Manning, en 1890 propuso una expresión para el cálculo de la velocidad de flujo en colectores trabajando como canales abiertos :

$$V = \frac{r^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde :

$r$  = Radio Hidraulico

$s$  = Pendiente hidraulica

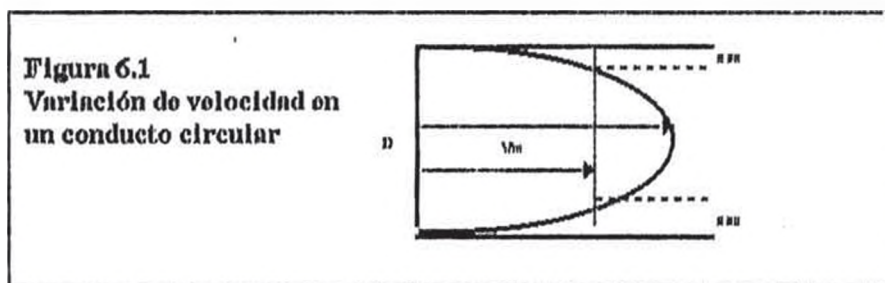
$n$  = Coeficiente de rugosidad

$V$  = Velocidad de escurrimiento

El gradiente o pendiente hidráulica coincide con la superficie del líquido en flujo de canales, y generalmente la pendiente hidráulica la expresamos como la pendiente de la rasante del colector, lo cual supone el flujo uniforme.

La velocidad determinada se refiere a la velocidad media para un caudal  $Q$  que fluye bajo condición de canal. Esta velocidad media es aproximadamente el 85 % de la máxima y ocurre a 0.20 y 0.80 de la profundidad.

Esta velocidad reviste especial importancia, toda vez que debe producir el arrastre o acarreo de los sólidos, es decir, no debe producirse la sedimentación de sólidos a lo largo de los colectores.

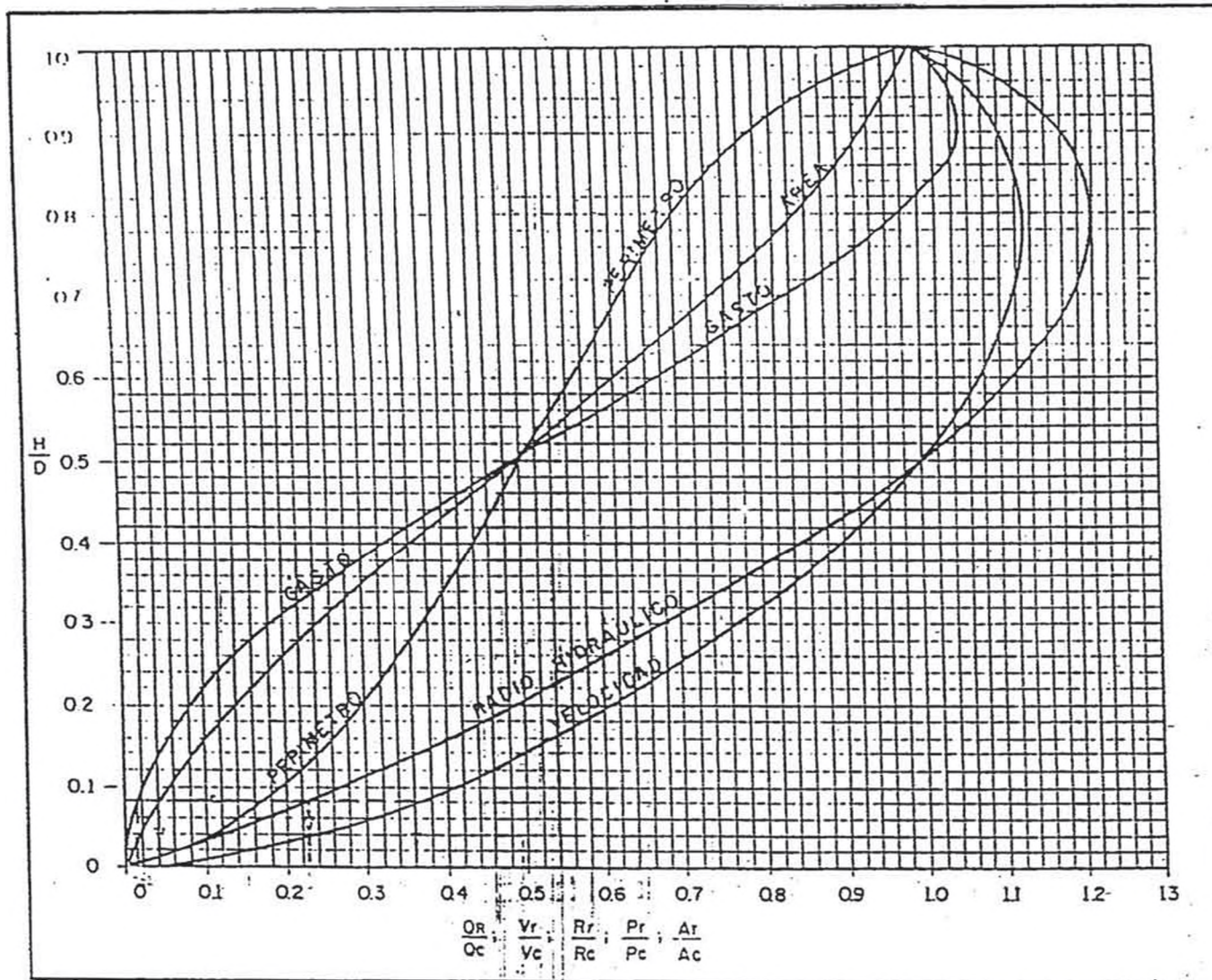


### 6.8 Calculo hidráulico del sistema

El cálculo hidráulico de las tuberías de alcantarillado, se hará utilizando las fórmulas de Gullingert-Kutter, con los coeficientes de rugosidad de Manning, establecidos para cada material, según el cuadro 6.2 :



Gráfico 6.1 : Relación de elementos hidráulicos



Cuadro 6.2 : Coeficientes de rugosidad de Manning para diferentes materiales

Tubería	Coefficiente
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

### Velocidad mínima

La velocidad mínima a sección plena, en colectores de alcantarillado de aguas servidas será de 0.60 m/seg.

### Velocidad máxima

La velocidad máxima en diseño de redes de alcantarillado no sobrepasará los 3.0 m/seg, para evitar la formación del régimen turbulento.

### Pendiente mínima

Las pendientes mínimas de diseño, de acuerdo a los diámetros, serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.60 m/seg, 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

### 6.9 Diseño de la red de Colectores

A continuación se presenta el cálculo hidráulico de las ciudades de San Martín de Pangoa, San Ramón de Pangoa y el anexo Chavini, respectivamente, así como la verificación de los colectores principales mediante el programa SEWER.

**Datos de diseño**

Aportes del Alcantarillado			Caudal promedio	21,95 l/seg	Aportes	
a- Acueducto:	0,8 x Qm <sup>h</sup>	l/seg	Coef. max. horario	2,60 l/seg	a- Acueducto	45,66 l/seg
b- Lluvias:	380	l/bz/día	Caudal máx. horario	57,07 l/seg	b- Lluvias	1,38 l/seg
c- Infiltración:	20000	l/km/día	Long. tubería	21218,00 mt	c- Infiltración	4,91 l/seg
d- Malos empot.:	0,10	Qprom.	Nro. de buzones	313,00 und	d- Malos empot.	2,20 l/seg
Caudal del Alcantarillado: a + b + c + d			Material de tubería	P.V.C.	Caudal alcant.	54,15 l/seg
			N Manning	0,010	Caudal unitario	0,0025521 l/seg/m

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga l/seg/ml	n	Caudal (l/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (l/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Pasejo C	294	302	758,000	757,500	756,800	756,300	60,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1531	0,1531	8	1,24	0,008333	0,005
Pasejo C	302	314	757,500	757,020	756,300	755,820	16,00	0,0025521	0,010	0,574	0,0408	0,6149	8	2,35	0,030000	0,024
Pasejo C	314	327	757,020	754,552	755,820	753,352	46,00	0,0025521	0,010	0,893	0,1174	1,0105	8	3,14	0,053652	0,031
Pasejo C	327	328	754,552	753,860	753,352	752,660	49,00	0,0025521	0,010	1,011	0,1251	1,1356	8	1,61	0,014122	1,762
Pasejo C	328	337	753,860	753,220	752,660	752,020	40,00	0,0025521	0,010	1,136	0,1021	1,2377	8	1,72	0,016000	1,762
Pasejo C	337	361	753,220	751,471	752,020	750,271	65,00	0,0025521	0,010	1,962	0,1659	2,1283	8	2,23	0,026908	2,543
Pasejo C	361	362	751,471	750,586	750,271	749,386	50,00	0,0025521	0,010	2,128	0,1276	2,2559	8	1,81	0,017700	3,134
Pasejo C	362	374	750,586	750,096	749,386	748,896	50,00	0,0025521	0,010	2,256	0,1276	2,3835	8	1,34	0,009800	3,310
Pasejo C	374	387	750,096	749,860	748,896	748,462	62,00	0,0025521	0,010	2,572	0,1582	2,7306	8	1,14	0,007000	7,023
Pasejo C	387	402	749,860	749,560	748,462	748,112	50,00	0,0025521	0,010	2,731	0,1276	2,8582	8	1,14	0,007000	8,208
Pasejo C	402	411	749,560	749,210	748,112	747,722	60,00	0,0025521	0,010	2,858	0,1531	3,0113	8	1,09	0,006500	8,488
Pasejo C	411	425	749,210	748,700	747,722	747,235	75,00	0,0025521	0,010	3,198	0,1914	3,3890	8	1,09	0,006493	9,782
Pasejo C	425	438	748,700	748,150	747,235	746,791	74,00	0,0025521	0,010	3,751	0,1889	3,9403	8	1,05	0,006000	12,677
Pasejo B	375	388	752,220	751,370	751,020	750,170	61,00	0,0025521	0,010	0,179	0,1557	0,3343	8	1,60	0,013934	0,024
Pasejo B	388	403	751,370	750,560	750,170	749,360	51,00	0,0025521	0,010	0,334	0,1302	0,4645	8	1,71	0,015882	0,024
Pasejo B	403	412	750,560	749,830	749,360	748,630	61,00	0,0025521	0,010	0,465	0,1557	0,6202	8	1,48	0,011967	0,870
Pasejo F	315	329	761,000	757,750	759,800	756,550	70,00	0,0025521	0,010	0,151	0,1786	0,3292	8	2,92	0,046429	0,005
Pasejo F	329	338	757,750	755,600	756,550	754,400	64,00	0,0025521	0,010	0,329	0,1633	0,4925	8	2,49	0,033594	0,024
Pasejo G	295	303	761,762	761,261	760,562	760,061	56,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1429	0,1429	8	1,28	0,008946	0,005
Prolong. Calle H	200	205	773,890	772,390	773,000	771,590	80,00	0,0025521	0,010	0,191	0,2042	0,3956	8	1,80	0,017625	0,020
Prolong. Calle H	205	215	772,390	770,730	771,590	770,030	52,00	0,0025521	0,010	0,590	0,1327	0,7223	8	2,35	0,030000	0,031
Prolong. Calle H	215	222	770,730	772,000	770,030	769,782	31,00	0,0025521	0,010	0,722	0,0791	0,8014	8	1,21	0,008000	0,910
Prolong. Calle H	221	232	771,000	772,143	769,686	769,230	57,00	0,0025521	0,010	1,023	0,1455	1,1689	8	1,21	0,008000	2,410
Calle G	317	331	766,359	762,930	765,159	761,730	74,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1889	0,1889	8	2,92	0,046338	0,001
Calle G	331	340	762,930	759,652	761,730	758,452	64,00	0,0025521	0,010	0,189	0,1633	0,3522	8	3,07	0,051219	0,005
Calle H	233	243	773,182	773,806	769,230	768,742	61,00	0,0025521	0,010	1,394	0,1557	1,5492	8	1,21	0,008000	2,986
Calle H	243	249	773,806	772,200	768,742	768,262	60,00	0,0025521	0,010	1,549	0,1531	1,7023	8	1,21	0,008000	2,986
Calle H	249	260	772,200	769,700	768,262	767,870	49,00	0,0025521	0,010	1,922	0,1251	2,0469	8	1,21	0,008000	3,310
Calle H	260	266	769,700	767,910	767,870	766,710	50,00	0,0025521	0,010	2,047	0,1276	2,1745	8	2,07	0,023200	2,410
Calle H	266	277	767,910	767,150	766,710	765,950	51,00	0,0025521	0,010	2,391	0,1302	2,5216	8	1,66	0,014902	3,310
Calle H	277	283	767,150	766,190	765,950	764,990	49,00	0,0025521	0,010	2,522	0,1251	2,6467	8	1,90	0,019592	2,986
Calle H	283	296	766,190	765,210	764,990	764,010	48,00	0,0025521	0,010	2,861	0,1225	2,9836	8	1,94	0,020417	3,310

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Calle H	296	304	765,210	764,130	764,010	762,930	50,00	0,0025521	0,010	2,984	0,1276	3,1112	8	1,99	0,021600	3,310
Calle H	304	316	764,130	763,670	762,930	762,470	17,00	0,0025521	0,010	3,111	0,0434	3,1546	8	2,23	0,027059	2,986
Calle H	316	330	763,670	760,570	762,470	759,370	71,00	0,0025521	0,010	3,346	0,1812	3,5272	8	2,84	0,043662	2,986
Calle H	330	339	760,570	758,000	759,370	756,800	65,00	0,0025521	0,010	3,527	0,1659	3,6931	8	2,70	0,039538	2,986
Calle H	339	350	758,000	757,430	756,800	756,230	13,00	0,0025521	0,010	3,882	0,0332	3,9152	8	2,84	0,043846	2,986
Calle H	350	363	757,430	755,490	756,230	754,290	72,00	0,0025521	0,010	4,119	0,1837	4,3031	8	2,23	0,026944	0,061
Calle H	363	376	755,490	753,720	754,290	752,520	74,00	0,0025521	0,010	4,507	0,1889	4,6962	8	2,10	0,023919	0,061
Calle H	376	389	753,720	753,120	752,520	751,920	38,00	0,0025521	0,010	4,900	0,0970	4,9974	8	1,71	0,015789	8,488
Calle H	389	393	753,120	752,370	751,920	751,170	45,00	0,0025521	0,010	4,997	0,1148	5,1122	8	1,75	0,016667	8,488
Calle H	393	404	752,370	751,560	751,170	750,360	43,00	0,0025521	0,010	5,316	0,1097	5,4261	8	1,86	0,018837	8,488
Calle H	404	413	751,560	750,750	750,360	749,550	46,00	0,0025521	0,010	5,426	0,1174	5,5435	8	1,80	0,017609	9,782
Calle H	413	427	750,750	749,860	749,550	748,440	75,00	0,0025521	0,010	5,748	0,1914	5,9391	8	1,65	0,014800	11,025
Calle H	427	440	749,860	749,150	749,550	747,600	75,00	0,0025521	0,010	6,143	0,1914	6,3347	8	1,44	0,011200	12,677
Calle H	440	451	749,150	748,100	746,076	745,664	75,00	0,0025521	0,010	10,844	0,1914	11,0355	10	1,17	0,005493	23,885
Calle G	201	206	783,125	779,900	781,925	778,700	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	2,73	0,040312	0,002
Calle G	206	216	779,900	779,340	778,700	778,140	37,00	0,0025521	0,010	0,465	0,0944	0,5590	8	1,67	0,015135	0,039
Calle G	216	223	779,340	778,760	778,140	777,560	46,00	0,0025521	0,010	0,559	0,1174	0,6764	8	1,52	0,012609	0,870
Calle G	223	234	778,760	777,970	777,560	776,770	76,00	0,0025521	0,010	0,934	0,1940	1,1282	8	1,38	0,010395	2,410
Calle G	234	244	777,970	777,290	776,770	776,090	53,00	0,0025521	0,010	1,389	0,1353	1,5238	8	1,54	0,012830	2,611
Calle G	244	251	777,290	776,280	776,090	775,080	50,00	0,0025521	0,010	1,524	0,1276	1,6514	8	1,93	0,020200	2,611
Calle G	251	261	776,280	775,250	775,080	774,050	48,00	0,0025521	0,010	1,909	0,1225	2,0317	8	1,99	0,021458	2,611
Calle G	261	268	775,250	773,280	774,050	772,080	50,00	0,0025521	0,010	2,032	0,1276	2,1593	8	2,69	0,039400	2,611
Calle G	268	278	773,280	770,770	772,080	770,570	50,00	0,0025521	0,010	2,417	0,1276	2,5447	8	2,36	0,030200	2,611
Calle G	278	285	770,770	769,620	770,570	768,420	50,00	0,0025521	0,010	2,545	0,1276	2,6723	8	2,81	0,043000	2,611
Calle G	285	297	769,620	768,610	768,420	767,410	47,00	0,0025521	0,010	2,933	0,1199	3,0526	8	1,99	0,021489	3,310
Calle G	297	305	768,610	767,000	767,410	765,800	50,00	0,0025521	0,010	3,053	0,1276	3,1802	8	2,44	0,032200	0,005
Calle G	305	318	767,000	766,656	765,800	765,456	17,00	0,0025521	0,010	3,438	0,0434	3,4814	8	1,93	0,020235	3,310
Calle G	318	332	766,656	763,540	765,456	762,340	74,00	0,0025521	0,010	3,729	0,1889	3,9178	8	2,79	0,042108	2,772
Calle G	332	341	763,540	760,000	762,340	758,800	64,00	0,0025521	0,010	3,918	0,1633	4,0811	8	3,19	0,055313	2,302
Calle G	341	352	760,000	759,620	758,800	758,420	11,00	0,0025521	0,010	4,326	0,0281	4,3542	8	2,52	0,034545	4,176
Calle G	352	365	759,620	757,000	758,420	755,800	72,00	0,0025521	0,010	4,597	0,1837	4,7804	8	2,59	0,036389	4,767
Calle G	365	378	757,000	754,780	755,800	753,440	74,00	0,0025521	0,010	5,020	0,1889	5,2092	8	2,42	0,031892	6,446
Calle G	378	499	754,780	753,870	753,440	752,670	43,00	0,0025521	0,010	5,447	0,1097	5,5562	8	1,82	0,017907	12,922
Calle G	499	395	753,870	753,250	752,670	752,050	40,00	0,0025521	0,010	5,556	0,1021	5,6583	8	1,69	0,015500	15,381
Calle G	395	405	753,250	752,500	752,050	751,300	44,00	0,0025521	0,010	5,898	0,1123	6,0105	8	1,77	0,017045	15,756
Calle G	405	415	752,500	751,650	751,300	750,440	45,00	0,0025521	0,010	6,011	0,1148	6,1253	8	1,88	0,019111	14,643
Calle G	415	429	751,650	750,300	750,440	748,952	75,00	0,0025521	0,010	6,360	0,1914	6,5514	8	1,91	0,019840	16,135
Calle G	429	442	750,300	749,450	748,952	747,712	75,00	0,0025521	0,010	6,784	0,1914	6,9750	8	1,75	0,016533	12,677
Calle G	442	453	749,450	748,530	747,712	747,303	75,00	0,0025521	0,010	7,207	0,1914	7,3986	8	1,00	0,005453	30,833
Calle E	208	217	788,550	786,100	787,350	784,900	39,00	0,0025521	0,010	0,163	0,0995	0,2628	8	3,40	0,062821	0,008
Calle E	217	225	786,100	785,180	784,900	783,980	44,00	0,0025521	0,010	0,263	0,1123	0,3751	8	1,96	0,020909	0,051
Calle E	225	502	785,180	783,529	783,980	782,329	45,00	0,0025521	0,010	0,554	0,1148	0,6685	8	2,60	0,036689	0,092
Calle E	502	236	783,529	782,129	782,329	780,929	45,00	0,0025521	0,010	0,669	0,1148	0,7833	8	2,39	0,031111	0,151

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal ( lt/seg )		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q ( lt/seg )	D ( pulg )	V ( m/seg )	S	Y ( mm )
Calle E	236	245	782.129	780.891	780.929	779.691	42,00	0,0025521	0,010	0,988	0,1072	1,0947	8	2,33	0,029476	0,312
Calle E	245	253	780.891	780.091	779.691	778.891	45,00	0,0025521	0,010	1,095	0,1148	1,2095	8	1,81	0,017778	0,627
Calle E	253	262	780.091	778.857	778.891	777.657	47,00	0,0025521	0,010	1,467	0,1199	1,5872	8	2,20	0,026255	0,731
Calle E	262	270	778.857	777.595	777.657	776.395	50,00	0,0025521	0,010	1,587	0,1276	1,7148	8	2,16	0,025240	0,896
Calle E	270	279	777.595	776.067	776.395	774.867	51,00	0,0025521	0,010	1,842	0,1302	1,9726	8	2,35	0,029961	0,992
Calle E	279	287	776.067	774.996	774.867	773.796	50,00	0,0025521	0,010	1,973	0,1276	2,1002	8	1,99	0,021420	1,580
Calle E	287	298	774.996	772.920	773.796	771.720	46,00	0,0025521	0,010	2,358	0,1174	2,4754	8	2,88	0,045130	1,035
Calle E	298	307	772.920	770.667	771.720	769.467	50,00	0,0025521	0,010	2,475	0,1276	2,6030	8	2,88	0,045060	1,138
Calle E	307	320	770.667	770.111	769.467	768.911	15,00	0,0025521	0,010	2,861	0,0383	2,8991	8	2,61	0,037067	1,725
Calle E	320	333	770.111	766.500	768.911	765.300	66,00	0,0025521	0,010	3,024	0,1684	3,1926	8	3,17	0,054712	1,425
Calle E	333	343	766.500	762.438	765.300	761.238	74,00	0,0025521	0,010	3,193	0,1889	3,3815	8	3,18	0,054892	1,580
Calle E	343	354	762.438	761.750	761.238	760.550	11,00	0,0025521	0,010	3,634	0,0281	3,6623	8	3,39	0,062545	1,634
Calle E	354	367	761.750	758.625	760.550	757.425	72,00	0,0025521	0,010	3,915	0,1837	4,0987	8	2,83	0,043403	2,938
Calle E	367	380	758.625	755.860	757.425	754.660	74,00	0,0025521	0,010	4,351	0,1889	4,5403	8	2,62	0,037365	4,204
Calle E	380	500	755.860	754.650	754.660	753.450	43,00	0,0025521	0,010	4,796	0,1097	4,9053	8	2,28	0,028140	6,481
Calle E	500	397	754.650	754.010	753.450	752.810	40,00	0,0025521	0,010	4,905	0,1021	5,0074	8	1,72	0,016000	11,720
Calle E	397	406	754.010	753.210	752.810	752.010	44,00	0,0025521	0,010	5,260	0,1123	5,3724	8	1,83	0,018182	11,908
Calle E	406	417	753.210	752.420	752.010	751.220	45,00	0,0025521	0,010	5,372	0,1148	5,4872	8	1,80	0,017556	12,823
Calle E	417	431	752.420	750.880	751.220	749.530	75,00	0,0025521	0,010	5,740	0,1914	5,9313	8	2,04	0,022533	11,720
Calle E	431	444	750.880	749.640	749.530	748.240	75,00	0,0025521	0,010	6,184	0,1914	6,3754	8	1,78	0,017200	17,523
Calle E	444	455	749.640	748.750	748.240	747.550	75,00	0,0025521	0,010	6,628	0,1914	6,8195	8	1,30	0,009200	36,285
Calle D	202	210	786.178	786.700	784.978	784.338	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,21	0,008000	0,039
Calle D	210	218	786.700	786.500	784.338	784.028	39,00	0,0025521	0,010	0,301	0,0995	0,4007	8	1,21	0,008000	0,151
Calle D	218	227	786.500	786.154	784.028	783.666	45,00	0,0025521	0,010	0,401	0,1148	0,5155	8	1,21	0,008000	0,252
Calle D	227	503	786.154	785.583	783.666	783.306	45,00	0,0025521	0,010	0,597	0,1148	0,7120	8	1,21	0,008000	0,490
Calle D	503	238	785.583	785.060	783.306	782.946	45,00	0,0025521	0,010	0,712	0,1148	0,8268	8	1,21	0,008000	0,649
Calle D	238	246	785.060	784.140	782.946	782.610	42,00	0,0025521	0,010	0,886	0,1072	0,9927	8	1,21	0,008000	0,951
Calle D	246	255	784.140	782.621	782.610	781.421	45,00	0,0025521	0,010	0,993	0,1148	1,1075	8	2,21	0,026422	0,353
Calle D	255	263	782.621	781.210	781.421	780.010	47,00	0,0025521	0,010	1,108	0,1199	1,2274	8	2,35	0,030021	0,378
Calle D	263	272	781.210	780.190	780.010	778.990	50,00	0,0025521	0,010	1,227	0,1276	1,3550	8	1,94	0,020400	0,684
Calle D	272	280	780.190	778.500	778.990	777.300	51,00	0,0025521	0,010	1,355	0,1302	1,4852	8	2,47	0,033137	0,510
Calle D	280	289	778.500	776.600	777.300	775.400	50,00	0,0025521	0,010	1,485	0,1276	1,6128	8	2,65	0,038000	0,520
Calle D	289	299	776.600	775.200	775.400	774.000	47,00	0,0025521	0,010	1,740	0,1199	1,8603	8	2,34	0,029787	0,883
Calle D	299	309	775.200	773.087	774.000	771.860	50,00	0,0025521	0,010	1,860	0,1276	1,9879	8	2,81	0,042800	0,707
Calle D	309	322	773.087	772.000	771.860	770.692	15,00	0,0025521	0,010	2,116	0,0383	2,1538	8	3,79	0,077867	0,460
Calle D	322	334	772.000	769.053	770.692	767.853	67,00	0,0025521	0,010	2,284	0,1710	2,4550	8	2,79	0,042373	1,093
Calle D	334	345	769.053	765.300	767.853	764.100	74,00	0,0025521	0,010	2,455	0,1889	2,6439	8	3,06	0,050716	1,049
Calle D	345	356	765.300	764.909	763.812	763.392	12,00	0,0025521	0,010	2,774	0,0306	2,8047	8	2,54	0,035000	1,706
Calle D	356	369	764.909	761.750	763.392	760.550	73,00	0,0025521	0,010	2,935	0,1863	3,1212	8	2,68	0,038932	1,895
Calle D	369	382	761.750	759.500	760.550	758.286	74,00	0,0025521	0,010	3,377	0,1889	3,5654	8	2,37	0,030595	3,158
Calle D	382	501	759.500	757.364	758.286	756.164	42,00	0,0025521	0,010	3,818	0,1072	3,9253	8	3,05	0,050524	2,324
Calle D	501	399	757.364	755.538	756.164	754.338	40,00	0,0025521	0,010	3,925	0,1021	4,0274	8	2,90	0,045650	2,702
Calle D	399	407	755.538	754.429	754.338	753.229	47,00	0,0025521	0,010	4,283	0,1199	4,4026	8	2,08	0,023596	6,201

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/mi	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Calle D	407	419	754,429	753,581	753,229	752,381	43,00	0,0025521	0,010	4,403	0,1097	4,5123	8	1,91	0,019721	7,816
Calle D	419	433	753,581	751,600	752,381	750,400	74,00	0,0025521	0,010	4,765	0,1889	4,9539	8	2,22	0,026770	6,913
Calle D	433	446	751,600	749,896	750,175	748,696	77,00	0,0025521	0,010	5,207	0,1965	5,4031	8	1,88	0,019208	11,439
Calle D	446	457	749,896	749,104	748,008	747,618	75,00	0,0025521	0,010	5,656	0,1914	5,8472	8	0,98	0,005200	21,001
Calle C	203	212	778,000	777,444	776,800	776,160	80,00	0,0025521	0,010	0,255	0,2042	0,4594	8	1,21	0,008000	0,198
Calle C	212	219	777,444	777,500	776,160	775,848	39,00	0,0025521	0,010	0,712	0,0995	0,8116	8	1,21	0,008000	0,627
Calle C	219	229	777,500	777,667	775,848	775,488	45,00	0,0025521	0,010	0,812	0,1148	0,9264	8	1,21	0,008000	0,818
Calle C	229	504	777,667	777,250	775,488	775,128	45,00	0,0025521	0,010	1,182	0,1148	1,2965	8	1,21	0,008000	1,598
Calle C	504	240	777,250	777,565	775,128	774,768	45,00	0,0025521	0,010	1,297	0,1148	1,4113	8	1,21	0,008000	1,895
Calle C	240	247	777,565	777,462	774,768	774,448	40,00	0,0025521	0,010	1,664	0,1021	1,7661	8	1,21	0,008000	2,962
Calle C	247	257	777,462	777,333	774,448	774,133	45,00	0,0025521	0,010	1,766	0,1148	1,8809	8	1,14	0,007000	3,639
Calle C	257	264	777,333	777,308	774,133	773,734	57,00	0,0025521	0,010	2,134	0,1455	2,2791	8	1,14	0,007000	5,625
Calle C	264	274	777,308	776,571	773,734	773,384	50,00	0,0025521	0,010	2,279	0,1276	2,4067	8	1,14	0,007000	6,270
Calle C	274	281	776,571	776,500	773,384	773,037	51,00	0,0025521	0,010	2,659	0,1302	2,7896	8	1,12	0,006804	8,610
Calle C	281	291	776,500	776,313	773,037	772,690	51,00	0,0025521	0,010	2,790	0,1302	2,9198	8	1,12	0,006804	9,440
Calle C	291	300	776,313	775,476	772,690	772,371	47,00	0,0025521	0,010	3,045	0,1199	3,1648	8	1,12	0,006787	11,071
Calle C	300	311	775,476	773,240	772,371	771,868	50,00	0,0025521	0,010	3,165	0,1276	3,2924	8	1,36	0,010060	8,129
Calle C	311	324	773,240	771,846	771,868	770,646	15,00	0,0025521	0,010	3,418	0,0383	3,4558	8	3,87	0,081467	1,123
Calle C	324	335	771,846	768,455	770,646	767,255	67,00	0,0025521	0,010	3,578	0,1710	3,7493	8	3,05	0,050612	2,114
Calle C	335	347	768,455	765,387	767,255	764,187	76,00	0,0025521	0,010	3,749	0,1940	3,9433	8	2,73	0,040368	2,938
Calle C	347	358	765,387	765,000	763,828	763,408	12,00	0,0025521	0,010	4,068	0,0306	4,0990	8	2,54	0,035000	3,650
Calle C	358	371	765,000	762,652	763,408	761,452	74,00	0,0025521	0,010	4,224	0,1889	4,4130	8	2,21	0,026432	5,592
Calle C	371	384	762,652	760,278	761,452	759,078	74,00	0,0025521	0,010	4,413	0,1889	4,6019	8	2,43	0,032081	5,014
Calle C	384	390	760,278	758,500	759,078	757,300	53,00	0,0025521	0,010	4,602	0,1353	4,7372	8	2,49	0,033547	5,076
Calle C	390	401	758,500	757,370	757,300	756,170	29,00	0,0025521	0,010	4,737	0,0740	4,8112	8	2,68	0,038966	4,526
Calle C	401	408	757,370	755,917	756,170	754,717	40,00	0,0025521	0,010	4,811	0,1021	4,9133	8	2,59	0,036325	5,045
Calle C	408	421	755,917	754,579	754,717	753,379	49,00	0,0025521	0,010	4,913	0,1251	5,0384	8	2,24	0,027306	7,023
Calle C	421	422	754,579	754,008	753,379	752,808	22,00	0,0025521	0,010	5,038	0,0561	5,0945	8	2,19	0,025955	7,547
Calle C	422	435	754,008	752,167	752,808	750,967	53,00	0,0025521	0,010	5,095	0,1353	5,2298	8	2,53	0,034736	5,960
Calle C	435	448	752,167	750,000	750,967	748,800	78,00	0,0025521	0,010	5,230	0,1991	5,4289	8	2,26	0,027782	8,011
Calle C	448	459	750,000	749,176	748,564	747,976	75,00	0,0025521	0,010	5,544	0,1914	5,7351	8	1,20	0,007840	16,081
Calle 2	224	223	782,000	778,760	780,800	777,560	51,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1302	0,2578	8	3,42	0,063529	0,008
Calle 2	223	222	778,760	772,000	777,560	770,800	75,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1914	0,1914	8	4,07	0,090133	0,003
Calle 2	222	221	772,000	771,000	769,782	769,686	12,00	0,0025521	0,010	0,993	0,0306	1,0234	8	1,21	0,008000	0,992
Calle 2	226	225	787,114	785,180	785,180	783,980	70,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1786	0,1786	8	2,26	0,027629	0,008
Calle 2	225	224	785,180	782,000	783,980	780,800	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	3,42	0,063600	0,002
Calle 2	226	227	787,114	786,154	785,914	784,954	32,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0817	0,0817	8	2,35	0,030000	0,002
Calle 2	227	228	786,154	781,833	784,954	780,663	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	3,94	0,084137	0,002
Calle 2	228	229	781,833	777,667	780,663	776,467	49,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1251	0,2553	8	3,97	0,085633	0,006
Calle 2	229	230	777,667	774,885	776,467	773,485	39,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0995	0,0995	8	3,75	0,076462	0,001
Calle 2	230	231	774,885	773,172	773,485	773,172	47,00	0,0025521	0,010	0,100	0,1199	0,2194	8	1,11	0,006660	0,054
Calle 4	232	233	772,143	773,182	772,143	771,972	14,00	0,0025521	0,010	1,169	0,0357	1,2046	8	1,50	0,012214	0,910
Calle 4	237	236	785,352	782,129	784,152	780,929	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	2,72	0,040288	0,008

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulq)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Calle 4	236	235	782,129	779,818	780,929	778,618	52,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1327	0,1327	8	2,86	0,044442	0,003
Calle 4	235	234	779,818	777,970	778,618	776,770	50,00	0,0025521	0,010	0,133	0,1276	0,2603	8	2,61	0,036960	0,014
Calle 4	234	233	777,970	773,182	776,770	771,982	74,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1889	0,1889	8	3,45	0,064703	0,004
Calle 4	237	238	785,352	785,006	784,152	783,860	23,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0587	0,0587	8	1,53	0,012696	0,002
Calle 4	238	239	785,006	781,000	783,860	779,800	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	3,87	0,081200	0,002
Calle 4	239	240	781,000	777,565	779,800	776,365	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	3,59	0,070102	0,007
Calle 4	240	241	777,565	774,833	776,365	773,633	42,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1072	0,1072	8	3,46	0,065048	0,001
Calle 4	241	242	774,833	772,850	773,633	771,650	44,00	0,0025521	0,010	0,107	0,1123	0,2195	8	2,88	0,045068	0,008
Calle 5	255	254	782,621	781,260	781,421	780,060	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	2,22	0,026686	0,005
Calle 5	254	253	781,260	780,091	780,060	778,891	50,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1276	0,2578	8	2,08	0,023380	0,022
Calle 5	253	252	780,091	778,143	778,891	776,943	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	2,65	0,038196	0,003
Calle 5	252	251	778,143	776,280	776,943	775,080	50,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1276	0,2578	8	2,62	0,037260	0,013
Calle 5	251	250	776,280	775,362	775,080	774,162	42,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1072	0,1072	8	2,01	0,021857	0,004
Calle 5	250	249	775,362	772,200	774,162	771,000	44,00	0,0025521	0,010	0,107	0,1123	0,2195	8	3,64	0,071864	0,005
Calle 5	255	256	782,621	780,500	781,421	779,300	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	2,80	0,042420	0,003
Calle 5	256	257	780,500	777,333	779,300	776,133	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	3,45	0,064633	0,008
Calle 5	257	258	777,333	774,782	776,133	773,582	43,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1097	0,1097	8	3,31	0,059326	0,002
Calle 5	258	259	774,782	772,000	773,582	770,800	44,00	0,0025521	0,010	0,110	0,1123	0,2220	8	3,41	0,063227	0,006
Calle 6	272	271	780,190	779,000	778,990	777,800	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	2,07	0,023333	0,006
Calle 6	271	270	779,000	777,595	777,800	776,395	50,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1276	0,2578	8	2,28	0,028100	0,018
Calle 6	270	269	777,595	775,924	776,395	774,724	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	2,48	0,033420	0,004
Calle 6	269	268	775,924	773,280	774,724	772,080	51,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1302	0,2578	8	3,09	0,051843	0,010
Calle 6	268	267	773,280	770,650	772,080	769,450	43,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1097	0,1097	8	3,36	0,061163	0,002
Calle 6	267	266	770,650	767,910	769,450	766,710	42,00	0,0025521	0,010	0,110	0,1072	0,2169	8	3,47	0,065238	0,006
Calle 6	272	273	780,190	779,770	778,990	778,570	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,24	0,008400	0,014
Calle 6	273	274	779,770	776,571	778,570	775,371	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	3,47	0,065286	0,007
Calle 6	274	275	776,571	774,000	775,371	772,800	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	3,24	0,057133	0,002
Calle 6	275	276	774,000	771,867	772,800	770,667	43,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1097	0,2245	8	3,02	0,049605	0,008
Calle 7	290	289	777,122	776,600	775,922	775,400	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,39	0,010440	0,013
Calle 7	289	288	776,600	775,810	775,400	774,610	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,71	0,015800	0,008
Calle 7	288	287	775,810	774,996	774,610	773,796	51,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1302	0,2578	8	1,71	0,015961	0,031
Calle 7	287	286	774,996	772,150	773,796	770,950	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	3,21	0,055804	0,002
Calle 7	286	285	772,150	769,620	770,950	768,420	51,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1302	0,2604	8	3,02	0,049608	0,010
Calle 7	285	284	769,620	767,813	768,420	766,613	40,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1021	0,1021	8	2,88	0,045175	0,002
Calle 7	284	283	767,813	766,190	766,613	764,990	44,00	0,0025521	0,010	0,102	0,1123	0,2144	8	2,61	0,036886	0,010
Calle 7	290	291	777,122	776,313	775,922	775,113	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,74	0,016510	0,007
Calle 7	291	292	776,313	774,695	775,113	773,495	35,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0893	0,0893	8	2,92	0,046229	0,001
Calle 7	292	293	774,695	771,000	773,495	769,800	45,00	0,0025521	0,010	0,089	0,1148	0,2041	8	3,89	0,082111	0,004
Calle 7	464	465	762,786	757,700	761,586	756,500	70,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1786	0,1786	8	3,66	0,072657	0,003
Av. Central izq.	310	309	773,460	773,087	772,260	771,860	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Central izq.	309	308	773,087	772,111	771,860	770,911	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,87	0,018980	0,006
Av. Central izq.	308	307	772,111	770,667	770,911	769,467	51,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1302	0,2578	8	2,28	0,028314	0,018
Av. Central izq.	307	306	770,667	769,120	769,467	767,920	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	2,36	0,030333	0,004

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Av. Central izq.	306	305	769,120	767,000	767,920	765,800	50,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1276	0,2578	8	2,79	0,042400	0,013
Av. Central izq.	304	303	764,130	761,261	762,930	760,061	62,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1582	0,1582	8	2,92	0,046274	0,004
Av. Central izq.	303	302	761,261	757,500	760,061	756,300	47,00	0,0025521	0,010	0,301	0,1199	0,4210	8	3,84	0,080021	0,016
Av. Central izq.	310	311	773,460	773,240	772,260	771,868	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Central izq.	311	312	773,240	771,760	771,868	770,560	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	2,31	0,029067	0,003
Av. Central izq.	312	313	771,760	769,500	770,560	768,300	44,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1123	0,2271	8	3,08	0,051364	0,008
Av. Central izq.	468	469	762,481	758,217	761,281	757,017	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	3,13	0,053300	0,006
Av. Central izq.	469	470	758,217	755,946	757,017	754,746	62,00	0,0025521	0,010	0,618	0,1582	0,7757	8	2,60	0,036629	0,125
Av. Marginal der.	204	214	776,500	773,360	775,300	772,160	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	2,69	0,039250	0,008
Av. Marginal der.	214	220	773,360	773,179	772,160	771,832	41,00	0,0025521	0,010	0,393	0,1046	0,4976	8	1,21	0,008000	0,238
Av. Marginal der.	220	231	773,179	773,172	771,832	771,480	44,00	0,0025521	0,010	0,498	0,1123	0,6099	8	1,21	0,008000	0,353
Av. Marginal der.	231	231A	773,172	772,938	771,480	771,128	44,00	0,0025521	0,010	0,829	0,1123	0,9416	8	1,21	0,008000	0,844
Av. Marginal der.	231A	242	772,938	772,850	771,128	770,768	45,00	0,0025521	0,010	0,942	0,1148	1,0564	8	1,21	0,008000	1,064
Av. Marginal der.	242	248	772,850	772,471	770,768	770,456	39,00	0,0025521	0,010	1,276	0,0995	1,3754	8	1,21	0,008000	1,800
Av. Marginal der.	248	259	772,471	772,000	770,456	770,134	46,00	0,0025521	0,010	1,375	0,1174	1,4928	8	1,14	0,007000	2,432
Av. Marginal der.	259	265	772,000	771,000	770,134	769,812	46,00	0,0025521	0,010	1,715	0,1174	1,8322	8	1,14	0,007000	3,650
Av. Marginal der.	265	276	771,000	771,867	769,812	769,462	50,00	0,0025521	0,010	1,832	0,1276	1,9598	8	1,14	0,007000	4,176
Av. Marginal der.	276	282	771,867	771,571	769,462	769,096	52,00	0,0025521	0,010	2,184	0,1327	2,3170	8	1,14	0,007000	5,791
Av. Marginal der.	282	293	771,571	771,000	769,096	768,773	50,00	0,0025521	0,010	2,317	0,1276	2,4446	8	1,09	0,006500	6,949
Av. Marginal der.	293	301	771,000	769,941	768,773	768,461	48,00	0,0025521	0,010	2,649	0,1225	2,7712	8	1,09	0,006500	8,896
Av. Marginal der.	301	313	769,941	769,500	768,461	768,136	50,00	0,0025521	0,010	2,771	0,1276	2,8988	8	1,09	0,006500	9,739
Av. Marginal der.	313	326	769,500	769,465	768,136	768,045	14,00	0,0025521	0,010	3,126	0,0357	3,1616	8	1,09	0,006500	11,533
Av. Marginal der.	326	336	769,465	767,600	768,045	766,400	65,00	0,0025521	0,010	3,389	0,1659	3,5546	8	2,16	0,025308	3,785
Av. Marginal der.	336	349	767,600	765,206	766,400	763,483	80,00	0,0025521	0,010	3,555	0,2042	3,7588	8	2,59	0,036463	2,962
Av. Marginal der.	349	360	765,206	764,850	763,483	763,088	12,00	0,0025521	0,010	3,983	0,0306	4,0139	8	2,46	0,032917	3,730
Av. Marginal der.	360	373	764,850	762,290	763,088	760,740	74,00	0,0025521	0,010	4,241	0,1889	4,4299	8	2,42	0,031730	4,706
Av. Marginal der.	373	386	762,290	760,000	760,740	758,366	73,00	0,0025521	0,010	4,657	0,1863	4,8433	8	2,45	0,032521	5,461
Av. Marginal der.	386	392	760,000	757,529	758,366	756,329	54,00	0,0025521	0,010	5,070	0,1378	5,2082	8	2,64	0,037722	5,461
Av. Marginal der.	392	410	757,529	755,140	756,329	753,940	68,00	0,0025521	0,010	5,433	0,1735	5,6062	8	2,54	0,035132	6,767
Av. Marginal der.	410	424	755,140	753,037	753,940	751,837	70,00	0,0025521	0,010	7,411	0,1786	7,5891	8	2,35	0,030043	11,025
Av. Marginal der.	424	437	753,037	751,458	751,837	750,255	54,00	0,0025521	0,010	7,814	0,1378	7,9514	8	2,32	0,029296	11,347
Av. Marginal der.	437	450	751,458	750,003	750,255	748,572	79,00	0,0025521	0,010	8,179	0,2016	8,3801	8	1,98	0,021304	12,386
Av. Marginal der.	450	461	750,003	749,119	748,572	747,919	75,00	0,0025521	0,010	8,492	0,1914	8,6838	8	1,27	0,008707	21,001
Av. Marginal izq.	462	463	770,267	769,615	769,067	768,415	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,23	0,008150	0,039
Av. Marginal izq.	463	466	769,615	768,760	768,415	767,560	50,00	0,0025521	0,010	0,204	0,1276	0,3318	8	1,77	0,017100	0,048
Av. Marginal izq.	466	471	768,760	768,409	767,560	767,080	60,00	0,0025521	0,010	0,332	0,1531	0,4849	8	1,21	0,008000	0,224
Av. Marginal izq.	471	476	768,409	766,750	767,080	765,550	72,00	0,0025521	0,010	0,485	0,1837	0,6686	8	1,98	0,021250	0,162
Av. Marginal izq.	476	480	766,750	765,000	765,550	763,800	75,00	0,0025521	0,010	0,669	0,1914	0,8600	8	2,07	0,023333	0,245
Av. Marginal izq.	480	486	765,000	761,826	763,800	760,626	80,00	0,0025521	0,010	0,860	0,2042	1,0642	8	2,70	0,039675	0,218
Av. Marginal izq.	486	488	761,826	759,737	760,626	758,537	76,00	0,0025521	0,010	1,064	0,1940	1,2582	8	2,25	0,027487	0,441
Av. Marginal izq.	488	493	759,737	755,944	758,537	754,744	75,00	0,0025521	0,010	1,258	0,1914	1,4496	8	3,05	0,050573	0,320
Av. Marginal izq.	493	410	755,944	755,140	754,744	753,940	51,00	0,0025521	0,010	1,450	0,1302	1,5798	8	1,70	0,015765	1,214
Calle J	472	477	765,310	763,000	764,110	761,800	73,00	0,0025521	0,010	0,197	0,1863	0,3828	8	2,41	0,031644	0,034



Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga l/seg/ml	n	Caudal (l/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desaque	Q (l/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Calle J	477	481	763,000	760,842	761,800	759,642	75,00	0,0025521	0,010	0,383	0,1914	0,5742	8	2,30	0,028773	0,088
Calle J	481	487	760,842	759,000	759,642	757,800	80,00	0,0025521	0,010	0,771	0,2042	0,9749	8	2,06	0,023025	0,320
Calle J	487	489	759,000	755,603	757,800	754,403	76,00	0,0025521	0,010	0,975	0,1940	1,1689	8	2,87	0,044697	0,231
Lirios	494A	494	754,769	753,286	753,569	752,086	63,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1608	0,1608	8	2,08	0,023540	0,008
Lirios	494	495	753,286	752,930	752,086	751,730	16,00	0,0025521	0,010	0,378	0,0408	0,4185	8	2,02	0,022250	0,061
Magnolias	491	491A	752,154	751,083	750,954	749,883	42,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1072	0,1072	8	2,17	0,025500	0,003
Magnolias	491A	497	751,083	750,279	749,883	749,079	50,00	0,0025521	0,010	0,107	0,1276	0,2348	8	1,72	0,016080	0,026
Malecón Oeste	465	467	757,700	758,286	756,500	756,140	45,00	0,0025521	0,010	0,179	0,1148	0,2934	8	1,21	0,008000	0,084
Malecón Oeste	467	469	758,286	758,217	756,140	755,764	47,00	0,0025521	0,010	0,293	0,1199	0,4133	8	1,21	0,008000	0,162
Malecón Oeste	474	478	758,556	756,650	757,356	755,450	75,00	0,0025521	0,010	0,148	0,1914	0,3394	8	2,16	0,025413	0,034
Malecón Oeste	478	483	756,650	755,067	755,450	753,867	75,00	0,0025521	0,010	0,339	0,1914	0,5308	8	1,97	0,021107	0,101
Claveles	470	475	755,946	755,889	754,746	754,626	15,00	0,0025521	0,010	0,776	0,0383	0,8140	8	1,21	0,008000	0,627
Claveles	475	479	755,889	753,000	754,626	751,800	78,00	0,0025521	0,010	1,008	0,1991	1,2071	8	2,58	0,036231	0,312
Claveles	479	485	753,000	750,400	751,800	749,200	80,00	0,0025521	0,010	1,207	0,2042	1,4113	8	2,45	0,032500	0,470
Claveles	485	496	750,400	750,455	749,200	748,576	78,00	0,0025521	0,010	2,522	0,1991	2,7206	8	1,21	0,008000	6,986
Claveles	496	492	750,455	747,231	748,576	746,031	80,00	0,0025521	0,010	2,721	0,2042	2,9248	8	2,42	0,031813	2,053
Claveles	492	492A	747,231	745,809	746,031	744,609	41,00	0,0025521	0,010	4,798	0,1046	4,9026	8	2,53	0,034683	5,235
Claveles	492A	498	745,809	744,071	744,609	742,871	50,00	0,0025521	0,010	4,903	0,1276	5,0302	8	2,53	0,034760	5,526
Calle 3	201	200	783,125	773,890	781,925	773,000	75,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1914	0,1914	8	4,68	0,119000	0,002
Calle 3	202	202A	786,178	782,220	784,978	781,020	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	3,82	0,079160	0,002
Calle 3	202A	203	782,220	778,000	781,020	776,800	50,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1276	0,2552	8	3,94	0,084400	0,006
Calle 1	209	208	789,357	788,550	788,157	787,350	64,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1633	0,1633	8	1,52	0,012609	0,016
Calle 1	208	207	788,550	785,107	787,350	783,907	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	3,53	0,067510	0,002
Calle 1	207	206	785,107	779,900	783,907	778,700	51,00	0,0025521	0,010	0,130	0,1302	0,2604	8	4,34	0,102098	0,005
Calle 1	206	205	779,900	772,390	778,700	771,590	76,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1940	0,1940	8	4,15	0,093553	0,003
Calle 1	209	210	789,357	786,700	788,157	785,500	38,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0970	0,0970	8	3,59	0,069921	0,001
Calle 1	210	211	786,700	781,600	785,500	780,400	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	4,33	0,102000	0,001
Calle 1	211	212	781,600	777,444	780,400	776,244	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	3,95	0,084816	0,006
Calle 1	212	213	777,444	775,063	776,244	773,863	39,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0995	0,0995	8	3,35	0,061051	0,001
Calle 1	213	214	775,063	775,360	773,863	772,160	35,00	0,0025521	0,010	0,100	0,0893	0,1888	8	2,99	0,048657	0,006
Av. Central der.	323	322	772,300	772,000	771,100	770,692	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Central der.	322	321	772,000	771,193	770,692	769,993	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,62	0,014265	0,008
Av. Central der.	321	320	771,193	770,111	769,993	768,911	51,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1302	0,2553	8	1,98	0,021216	0,024
Av. Central der.	320	319	770,111	768,150	768,911	766,950	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	2,69	0,039220	0,003
Av. Central der.	319	318	768,150	766,656	766,950	765,456	47,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1199	0,2475	8	2,42	0,031787	0,014
Av. Central der.	317	316	766,359	763,670	765,159	762,470	75,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1914	0,1914	8	2,57	0,035853	0,008
Av. Central der.	316	315	763,670	761,000	762,470	759,800	59,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1506	0,1506	8	2,89	0,045254	0,004
Av. Central der.	315	314	761,000	757,020	759,800	755,820	50,00	0,0025521	0,010	0,151	0,1276	0,2782	8	3,83	0,079600	0,007
Av. Central der.	323	324	772,300	771,846	771,100	770,646	48,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1225	0,1225	8	1,32	0,009458	0,013
Av. Central der.	324	325	771,846	771,192	770,646	769,992	46,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1174	0,1174	8	1,62	0,014217	0,007
Av. Central der.	325	326	771,192	769,465	769,992	768,265	43,00	0,0025521	0,010	0,117	0,1097	0,2271	8	2,72	0,040163	0,010
Av. Central der.	471	472	768,409	765,310	767,209	764,110	77,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1965	0,1965	8	2,72	0,040247	0,007
Av. Central der.	473	474	761,000	758,556	759,800	757,356	58,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1480	0,1480	8	2,79	0,042138	0,004

Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L ( m )	Coef. de descarga lt/seg/mi	n	Caudal Aguas arriba	Caudal Contrib. debague ( lt/seg )	Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo						Q ( lt/seg )	D ( pulg )	V ( m/seg )	S	Y ( mm )
Av. Central der.	474	475	758,556	755,889	757,356	754,689	76,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1940	0,1940	8	2,54	0,035092	0,008
Av. Norte izq.	346	345	765,420	765,300	764,220	763,812	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Norte izq.	345	344	765,300	764,400	764,100	763,200	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,84	0,018367	0,006
Av. Norte izq.	344	343	764,400	762,438	763,200	761,238	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	2,69	0,039240	0,013
Av. Norte izq.	343	342	762,438	761,000	761,238	759,800	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	2,33	0,029347	0,004
Av. Norte izq.	342	341	761,000	760,000	759,800	758,800	47,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1199	0,2450	8	1,98	0,021277	0,022
Av. Norte izq.	340	339	759,652	758,000	758,452	756,800	74,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1889	0,1889	8	2,03	0,022324	0,013
Av. Norte izq.	339	338	758,000	755,600	756,800	754,400	60,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1531	0,1531	8	2,71	0,040000	0,004
Av. Norte izq.	338	337	755,600	753,220	754,400	752,020	31,00	0,0025521	0,010	0,646	0,0791	0,7247	8	3,76	0,076774	0,051
Av. Norte izq.	346	347	765,420	765,387	764,220	763,828	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Norte izq.	347	348	765,387	765,322	764,187	763,827	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Av. Norte izq.	348	349	765,322	765,206	763,827	763,783	43,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1097	0,2245	8	0,43	0,001023	0,378
Av. Norte izq.	480	481	765,000	760,842	763,800	759,642	77,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1965	0,1965	8	3,15	0,054000	0,006
Av. Norte izq.	481	482	760,842	758,421	759,642	757,221	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	3,02	0,049408	0,002
Av. Norte izq.	482	483	758,421	755,067	757,221	753,867	60,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1531	0,2782	8	3,21	0,055900	0,010
Av. Norte izq.	483	484	755,067	752,852	753,867	751,652	61,00	0,0025521	0,010	0,809	0,1557	0,9647	8	2,59	0,036311	0,198
Av. Norte izq.	484	485	752,852	750,400	751,652	749,200	57,00	0,0025521	0,010	0,965	0,1455	1,1102	8	2,81	0,043018	0,218
Av. Norte der.	357	358	765,000	765,000	763,800	763,408	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Norte der.	358	359	765,000	764,870	763,800	763,432	46,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1174	0,1174	8	1,21	0,008000	0,013
Av. Norte der.	359	360	764,870	764,850	763,432	763,088	43,00	0,0025521	0,010	0,117	0,1097	0,2271	8	1,21	0,008000	0,048
Av. Norte der.	357	356	765,000	764,909	763,800	763,392	51,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1302	0,1302	8	1,21	0,008000	0,016
Av. Norte der.	356	355	764,909	763,720	763,392	762,520	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,81	0,017796	0,006
Av. Norte der.	355	354	763,720	761,750	762,520	760,550	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	2,69	0,039400	0,013
Av. Norte der.	354	353	761,750	760,320	760,550	759,120	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	2,32	0,029184	0,004
Av. Norte der.	353	352	760,320	759,620	759,120	758,420	46,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1174	0,2425	8	1,67	0,015217	0,031
Av. Norte der.	351	350	759,410	757,430	758,210	756,230	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	2,14	0,024750	0,013
Calle B	371	372	762,652	762,502	761,452	761,092	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Calle B	372	373	762,502	762,290	761,092	760,740	44,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1123	0,2271	8	1,21	0,008000	0,048
Calle B	371	370	762,652	762,650	761,452	761,060	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Calle B	370	369	762,650	761,750	761,060	760,550	51,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1302	0,2553	8	1,36	0,010000	0,048
Calle B	369	368	761,750	760,293	760,550	759,093	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	2,34	0,029735	0,004
Calle B	368	367	760,293	758,625	759,093	757,425	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	2,48	0,033360	0,014
Calle B	367	366	758,625	757,721	757,425	756,521	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,84	0,018449	0,006
Calle B	366	365	757,721	757,000	756,521	755,800	45,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1148	0,2399	8	1,72	0,016022	0,026
Calle B	364	363	756,810	755,490	755,610	754,290	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,74	0,016500	0,018
Orquídeas	384	383	760,278	760,273	759,078	758,686	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Orquídeas	383	382	760,273	759,500	758,686	758,286	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	1,21	0,008000	0,061
Orquídeas	382	381	759,500	757,530	758,286	756,330	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	2,71	0,039918	0,003
Orquídeas	381	380	757,530	755,860	756,330	754,660	51,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1302	0,2553	8	2,46	0,032745	0,016
Orquídeas	380	379	755,860	755,000	754,660	753,800	48,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1225	0,1225	8	1,82	0,017917	0,006
Orquídeas	379	378	755,000	754,780	753,800	753,440	45,00	0,0025521	0,010	0,123	0,1148	0,2373	8	1,21	0,008000	0,054
Orquídeas	377	376	754,678	753,720	753,478	752,520	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,49	0,011975	0,026
Orquídeas	376	375	753,720	752,220	752,520	751,020	70,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1786	0,1786	8	1,99	0,021429	0,011

Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga l/seg/ml	n	Caudal (l/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (l/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Orquídeas	375	374	752,220	750,096	751,020	748,896	74,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1889	0,1889	8	2,30	0,028703	0,010
Orquídeas	384	385	760,278	760,174	759,078	758,718	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Orquídeas	385	386	760,174	760,000	758,718	758,366	44,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1123	0,2271	8	1,21	0,008000	0,048
Orquídeas	488	489	759,737	755,603	758,537	754,403	77,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1965	0,1965	8	3,14	0,053688	0,006
Orquídeas	489	490	755,603	753,810	754,403	752,610	50,00	0,0025521	0,010	1,365	0,1276	1,4930	8	2,57	0,035860	0,470
Orquídeas	490	491	753,810	752,154	752,610	750,954	54,00	0,0025521	0,010	1,493	0,1378	1,6308	8	2,38	0,030667	0,661
Orquídeas	491	491A	752,154	750,747	750,954	749,547	45,00	0,0025521	0,010	1,631	0,1148	1,7456	8	2,40	0,031267	0,743
Orquídeas	491A	492	750,747	747,231	749,547	746,031	50,00	0,0025521	0,010	1,746	0,1276	1,8732	8	3,80	0,070320	0,378
Calle 12	428	427	750,280	749,860	749,080	748,440	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,21	0,008000	0,039
Calle 12	427	426	749,860	749,220	748,660	748,020	71,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1812	0,1812	8	1,29	0,009014	0,029
Calle 12	426	425	749,220	748,700	748,020	747,452	71,00	0,0025521	0,010	0,181	0,1812	0,3624	8	1,21	0,008000	0,125
Calle 12	435	434	752,167	752,100	750,967	750,567	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,21	0,008000	0,016
Calle 12	434	433	752,100	751,600	750,567	750,175	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	1,21	0,008000	0,061
Calle 12	433	432	751,600	751,130	750,400	749,930	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,33	0,009592	0,013
Calle 12	432	431	751,130	750,880	749,930	749,530	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	1,21	0,008000	0,061
Calle 12	431	430	750,880	750,550	749,680	749,304	47,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1199	0,1199	8	1,21	0,008000	0,013
Calle 12	430	429	750,550	750,300	749,304	748,952	44,00	0,0025521	0,010	0,120	0,1123	0,2322	8	1,21	0,008000	0,051
Calle 12	435	436	752,167	751,905	750,967	750,607	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Calle 12	436	437	751,905	751,458	750,607	750,255	44,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1123	0,2271	8	1,21	0,008000	0,048
Calle 13	438	439	748,150	748,480	746,791	746,441	70,00	0,0025521	0,010	3,940	0,1786	4,1189	8	0,96	0,005000	15,756
Calle 13	439	440	748,480	749,150	746,441	746,076	73,00	0,0025521	0,010	4,119	0,1863	4,3052	8	0,96	0,005000	15,918
Calle 13	449	448	750,124	750,000	748,924	748,564	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Calle 13	448	447	750,000	749,932	748,800	748,400	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,21	0,008000	0,016
Calle 13	447	446	749,932	749,896	748,400	748,008	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	1,21	0,008000	0,061
Calle 13	446	445	749,896	749,733	748,696	748,296	50,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1276	0,1276	8	1,21	0,008000	0,016
Calle 13	445	444	749,733	749,640	748,296	747,904	49,00	0,0025521	0,010	0,128	0,1251	0,2527	8	1,21	0,008000	0,061
Calle 13	444	443	749,640	749,520	748,440	748,064	47,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1199	0,1199	8	1,21	0,008000	0,013
Calle 13	443	442	749,520	749,450	748,064	747,712	44,00	0,0025521	0,010	0,120	0,1123	0,2322	8	1,21	0,008000	0,051
Calle 13	449	450	750,124	750,003	748,924	748,572	44,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1123	0,1123	8	1,21	0,008000	0,013
Calle 13	441	440	749,440	749,150	748,240	747,600	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,21	0,008000	0,039
Calle 14	461	460	749,119	749,141	747,919	747,710	43,00	0,0025521	0,010	8,684	0,1097	8,7935	10	1,10	0,004860	28,690
Calle 14	460	459	749,141	749,176	747,710	747,500	45,00	0,0025521	0,010	8,794	0,1148	8,9083	10	1,08	0,004667	33,874
Calle 14	459	458	749,176	749,132	747,500	747,270	50,00	0,0025521	0,010	14,643	0,1276	14,7710	10	1,07	0,004600	61,378
Calle 14	458	457	749,132	749,104	747,270	747,035	49,00	0,0025521	0,010	14,771	0,1251	14,8961	10	1,10	0,004796	54,759
Calle 14	457	456	749,104	749,006	747,035	746,793	51,00	0,0025521	0,010	20,743	0,1302	20,8735	10	1,09	0,004745	93,939
Calle 14	456	455	749,006	748,750	746,793	746,562	48,00	0,0025521	0,010	20,874	0,1225	20,9960	10	1,10	0,004812	93,939
Calle 14	455	454	748,750	748,640	746,562	746,350	47,00	0,0025521	0,010	27,816	0,1199	27,9354	12	1,78	0,010000	53,659
Calle 14	454	453	748,640	748,530	746,350	746,143	45,00	0,0025521	0,010	27,935	0,1148	28,0502	12	1,21	0,004600	87,846
Calle 14	453	452	748,530	748,210	746,143	745,860	56,00	0,0025521	0,010	35,449	0,1429	35,5917	12	1,26	0,005054	117,247
Calle 14	452	451	748,210	748,100	745,860	745,664	39,00	0,0025521	0,010	35,592	0,0995	35,6912	12	1,26	0,005026	118,223
Calle 10	401	400	757,370	756,863	756,170	755,630	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,42	0,011020	0,010
Calle 10	400	399	756,863	755,538	755,630	754,338	51,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1302	0,2553	8	2,16	0,025333	0,020
Calle 10	399	398	755,538	754,630	754,338	753,430	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,85	0,018531	0,006

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Martín de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desaque	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Calle 10	398	397	754,630	754,010	753,430	752,810	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	1,51	0,012400	0,039
Calle 10	397	396	754,010	753,683	752,810	752,418	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Calle 10	396	395	753,683	753,250	752,418	752,050	45,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1148	0,2399	8	1,23	0,008178	0,054
Calle 10	394	393	753,112	752,370	751,912	751,170	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,31	0,009275	0,034
Calle 10	493	493A	755,944	754,675	754,744	753,475	35,00	0,0025521	0,010	0,000	0,0893	0,0893	8	2,58	0,036257	0,002
Calle 10	493A	494	754,675	753,286	753,475	752,086	50,00	0,0025521	0,010	0,089	0,1276	0,2169	8	2,26	0,027780	0,013
Calle 10	495	495A	752,930	751,700	751,730	750,500	44,00	0,0025521	0,010	0,161	0,1123	0,2731	8	2,27	0,027955	0,020
Calle 10	495A	497	751,700	750,279	750,500	749,079	50,00	0,0025521	0,010	0,273	0,1276	0,4007	8	2,29	0,028420	0,045
Calle 10	497	497A	750,279	747,700	749,079	746,500	45,00	0,0025521	0,010	0,636	0,1148	0,7503	8	3,25	0,057311	0,076
Calle 10	497A	498	747,700	744,071	746,500	742,871	50,00	0,0025521	0,010	0,750	0,1276	0,8779	8	3,66	0,072580	0,080
Pje. Sta. Rosa	390	391	758,500	758,363	757,300	756,940	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Pje. Sta. Rosa	391	392	758,363	757,529	756,940	756,329	43,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1097	0,2245	8	1,62	0,014209	0,026
Pje. San Martín	408	409	755,917	755,820	754,717	754,357	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Pje. San Martín	409	410	755,820	755,140	754,357	753,930	43,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1097	0,2245	8	1,35	0,009930	0,039
Pje. Pangoa	422	423	754,008	753,820	752,808	752,448	45,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1148	0,1148	8	1,21	0,008000	0,013
Pje. Pangoa	423	424	753,820	753,037	752,448	751,837	43,00	0,0025521	0,010	0,115	0,1097	0,2245	8	1,62	0,014209	0,026
Calle 11	421	420	754,579	754,221	753,379	752,987	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,21	0,008000	0,016
Calle 11	420	419	754,221	753,810	752,987	752,381	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	1,49	0,012120	0,039
Calle 11	419	418	753,810	752,913	752,381	751,713	49,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1251	0,1251	8	1,58	0,013633	0,008
Calle 11	418	417	752,913	752,420	751,713	751,220	50,00	0,0025521	0,010	0,125	0,1276	0,2527	8	1,35	0,009860	0,048
Calle 11	417	416	752,420	752,000	751,220	750,800	47,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1199	0,1199	8	1,28	0,008936	0,013
Calle 11	416	415	752,000	751,650	750,800	750,440	45,00	0,0025521	0,010	0,120	0,1148	0,2347	8	1,21	0,008000	0,054
Calle 11	414	413	751,500	750,750	750,300	749,550	80,00	0,0025521	0,010	0,000	0,2042	0,2042	8	1,31	0,009375	0,034
Calle 11	413	412	750,750	749,830	749,550	748,630	69,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1761	0,1761	8	1,57	0,013333	0,018
Calle 11	412	411	749,830	749,210	748,630	748,010	73,00	0,0025521	0,010	0,000	0,1863	0,1863	8	1,25	0,008493	0,031
<b>21218,00</b>										<b>54,1508</b>						

Emisor 1	48,24 lt/seg
Emisor 2	5,91 lt/seg
Total	54,15 lt/seg

### Datos de diseño

<b>Aportes del Alcantarillado</b>		<b>Caudal promedio</b>	<b>10,92 lt/seg</b>	<b>Aportes</b>	
a- Acueducto :	0,8 x Qmh lt/seg	Coef. max. horario	2,60 lt/seg	a- Acueducto	22,71 lt/seg
b- Lluvias :	380 lt/día	Caudal máx. horario	28,39 lt/seg	b- Lluvias	0,73 lt/seg
c- Infiltración :	20000 lt/km/día	Long. tubería	10167,00 mt	c- Infiltración	2,35 lt/seg
d- Malos empot. :	0,10 Qprom.	Nro. de buzones	166,00 und	d- Malos empot.	1,09 lt/seg
<b>Caudal del Alcantarillado : a + b + c + d</b>		<b>Material de tubería</b>	<b>P.V.C.</b>	<b>Caudal alcant.</b>	<b>26,88 lt/seg</b>
		<b>N Manning</b>	<b>0,010</b>	<b>Caudal unitario</b>	<b>0,00264385 lt/seg/m</b>

### Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal ( lt/seg )		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q ( lt/seg )	D ( pulg )	V ( m/seg )	S	Y ( mm )
Fray Martín	126	142	763,020	764,250	761,600	761,170	43,00	0,0026438	0,010	0,216	0,1137	0,3300	8	1,36	0,010000	0,115
Fray Martín	142	148	764,250	764,130	761,170	760,740	43,00	0,0026438	0,010	0,330	0,1137	0,4437	8	1,36	0,010000	0,211
Fray Martín	148	160	764,130	762,800	760,740	760,280	46,00	0,0026438	0,010	0,660	0,1216	0,7816	8	1,36	0,010000	0,661
Fray Martín	160	167	762,800	761,350	760,280	759,860	43,00	0,0026438	0,010	0,782	0,1137	0,8953	8	1,34	0,009767	0,896
San Jerónimo	109	121	766,570	771,050	765,370	764,940	43,00	0,0026438	0,010	0,222	0,1137	0,3353	8	1,36	0,010000	0,125
San Jerónimo	121	128	771,050	771,500	764,940	764,520	42,00	0,0026438	0,010	0,335	0,1110	0,4463	8	1,36	0,010000	0,218
San Jerónimo	128	143	771,500	770,570	764,520	764,080	44,00	0,0026438	0,010	0,668	0,1163	0,7843	8	1,36	0,010000	0,672
San Jerónimo	143	150	770,570	768,620	764,080	763,650	43,00	0,0026438	0,010	0,784	0,1137	0,8980	8	1,36	0,010000	0,883
San Jerónimo	150	161	768,620	766,160	763,650	763,190	46,00	0,0026438	0,010	1,020	0,1216	1,1412	8	1,36	0,010000	1,408
San Jerónimo	161	169	766,160	764,920	763,190	762,770	42,00	0,0026438	0,010	1,141	0,1110	1,2523	8	1,36	0,010000	1,706
Fray Cantela	29	41	787,900	786,820	786,650	785,550	46,00	0,0026438	0,010	0,222	0,1216	0,3432	8	2,10	0,023913	0,054
Fray Cantela	41	49	786,820	785,320	785,550	783,780	45,00	0,0026438	0,010	0,343	0,1190	0,4622	8	2,71	0,039778	0,058
Fray Cantela	49	61	785,320	782,270	783,760	780,970	44,00	0,0026438	0,010	0,694	0,1163	0,8102	8	3,42	0,063409	0,110
Fray Cantela	61	61A	782,270	779,910	780,970	778,610	17,00	0,0026438	0,010	0,810	0,0449	0,8551	8	5,06	0,138824	0,058
Fray Cantela	61A	67	779,910	779,250	778,610	778,050	25,00	0,0026438	0,010	0,855	0,0661	0,9212	8	2,03	0,022400	0,405
Fray Cantela	67	99	779,250	777,200	778,050	775,900	65,00	0,0026438	0,010	1,043	0,1719	1,2147	8	2,47	0,033077	0,490
Fray Cantela	99	111	777,200	776,300	775,900	774,920	76,00	0,0026438	0,010	1,446	0,2009	1,6472	8	1,54	0,012895	2,281
Fray Cantela	111	122	776,300	775,750	774,920	774,450	43,00	0,0026438	0,010	1,879	0,1137	1,9925	8	1,42	0,010930	3,922
Fray Cantela	122	130	775,750	775,050	774,450	773,850	42,00	0,0026438	0,010	1,993	0,1110	2,1036	8	1,62	0,014286	3,335
Fray Cantela	130	144	775,050	770,540	772,060	769,120	44,00	0,0026438	0,010	2,225	0,1163	2,3415	8	3,51	0,066818	0,883
Fray Cantela	144	152	770,540	768,650	769,120	767,050	43,00	0,0026438	0,010	2,342	0,1137	2,4552	8	2,98	0,048140	1,358
Fray Cantela	152	162	768,650	767,630	767,050	766,300	45,00	0,0026438	0,010	2,808	0,1190	2,9274	8	1,75	0,016667	5,526
Fray Cantela	162	171	767,630	767,070	766,300	765,720	42,00	0,0026438	0,010	2,927	0,1110	3,0384	8	1,59	0,013810	7,171
Fray Cantela	171	179	767,070	764,320	765,720	763,010	72,00	0,0026438	0,010	3,270	0,1904	3,4604	8	2,63	0,037639	3,439
Shora	31	42	792,680	791,350	791,480	790,050	46,00	0,0026438	0,010	0,201	0,1216	0,3227	8	2,39	0,031087	0,036
Shora	42	51	791,350	789,420	790,050	787,890	45,00	0,0026438	0,010	0,323	0,1190	0,4416	8	2,97	0,048000	0,045
Shora	51	62	789,420	787,620	787,890	786,320	43,00	0,0026438	0,010	0,643	0,1137	0,7564	8	2,59	0,036512	0,168
Shora	62	69	787,620	785,380	786,320	783,350	42,00	0,0026438	0,010	0,756	0,1110	0,8674	8	3,61	0,070714	0,115
Shora	69	101	785,380	782,680	783,350	781,170	65,00	0,0026438	0,010	1,068	0,1719	1,2403	8	2,49	0,033538	0,500
Shora	101	113	782,680	779,160	781,170	777,620	77,00	0,0026438	0,010	1,441	0,2036	1,6449	8	2,91	0,046104	0,638

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L ( m )	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal ( lt/seg )		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q ( lt/seg )	D ( pulg )	V ( m/seg )	S	Y ( mm )
Shora	113	123	779,160	776,600	777,620	775,080	43,00	0,0026438	0,010	1,846	0,1137	1,9596	8	3,30	0,059070	0,707
Shora	123	132	776,600	775,550	775,080	772,040	42,00	0,0026438	0,010	1,960	0,1110	2,0707	8	3,85	0,072381	0,649
Shora	132	145	775,550	774,650	772,040	771,800	44,00	0,0026438	0,010	2,399	0,1163	2,5150	8	1,00	0,005455	12,338
Shora	145	154	774,650	773,080	771,800	771,550	43,00	0,0026438	0,010	2,515	0,1137	2,6286	8	1,03	0,005814	12,628
Shora	154	163	773,080	771,520	771,550	770,250	44,00	0,0026438	0,010	2,827	0,1163	2,9434	8	2,33	0,029545	3,183
Shora	163	173	771,520	770,200	770,250	768,830	43,00	0,0026438	0,010	2,943	0,1137	3,0571	8	2,47	0,033023	3,059
Shora	173	181	770,200	765,380	768,830	763,970	72,00	0,0026438	0,010	3,258	0,1904	3,4485	8	3,53	0,067500	1,895
Campa	1	5	807,580	806,330	806,250	805,030	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,31	0,029048	0,004
Campa	5	8	806,330	804,770	805,030	803,570	42,00	0,0026438	0,010	0,111	0,1110	0,2221	8	2,53	0,034762	0,016
Campa	8	12	804,770	803,050	803,570	801,850	41,00	0,0026438	0,010	0,222	0,1084	0,3305	8	2,78	0,041951	0,029
Campa	12	15	803,050	801,100	801,850	799,900	42,00	0,0026438	0,010	0,330	0,1110	0,4415	8	2,92	0,046429	0,045
Campa	15	23	801,100	798,720	799,900	797,420	46,00	0,0026438	0,010	0,442	0,1216	0,5631	8	3,15	0,053913	0,065
Campa	23	33	798,720	795,780	797,420	794,370	45,00	0,0026438	0,010	0,563	0,1190	0,6821	8	3,53	0,067778	0,072
Campa	33	43	795,780	793,830	794,370	792,450	46,00	0,0026438	0,010	0,851	0,1216	0,9729	8	2,77	0,041739	0,245
Campa	43	53	793,830	792,200	792,450	790,900	45,00	0,0026438	0,010	0,973	0,1190	1,0919	8	2,52	0,034444	0,378
Campa	53	63	792,200	789,690	790,900	788,100	43,00	0,0026438	0,010	1,261	0,1137	1,3748	8	3,46	0,065116	0,312
Campa	63	91	789,690	788,600	788,100	787,300	42,00	0,0026438	0,010	1,375	0,1110	1,4858	8	1,87	0,019048	1,261
Campa	91	103	788,600	786,600	787,300	784,900	65,00	0,0026438	0,010	1,655	0,1719	1,8289	8	2,61	0,036923	0,978
Campa	103	115	786,600	782,340	784,900	781,040	77,00	0,0026438	0,010	1,996	0,2036	2,1997	8	3,04	0,050130	1,049
Campa	115	124	782,340	780,170	781,040	778,870	43,00	0,0026438	0,010	2,369	0,1137	2,4826	8	3,05	0,050465	1,326
Campa	124	134	780,170	778,580	778,870	777,280	42,00	0,0026438	0,010	2,483	0,1110	2,5936	8	2,64	0,037857	1,934
Campa	134	146	778,580	776,710	777,280	775,410	44,00	0,0026438	0,010	2,594	0,1163	2,7099	8	2,80	0,042500	1,876
Campa	146	156	776,710	775,190	775,410	773,890	43,00	0,0026438	0,010	2,710	0,1137	2,8236	8	2,55	0,035349	2,432
Campa	156	164	775,190	773,290	773,890	772,050	44,00	0,0026438	0,010	2,824	0,1163	2,9400	8	2,78	0,041818	2,239
Campa	164	175	773,290	770,950	772,050	769,650	43,00	0,0026438	0,010	2,940	0,1137	3,0536	8	3,21	0,055814	1,800
Campa	175	183	770,950	766,350	769,650	765,050	72,00	0,0026438	0,010	3,054	0,1904	3,2440	8	3,43	0,063889	1,781
San Ramón	2	6	805,660	804,330	804,400	803,020	42,00	0,0026438	0,010	0,169	0,1110	0,2802	8	2,46	0,032857	0,026
San Ramón	6	9	804,330	802,580	803,020	801,280	42,00	0,0026438	0,010	0,280	0,1110	0,3913	8	2,76	0,041429	0,039
San Ramón	9	13	802,580	800,910	801,280	799,550	41,00	0,0026438	0,010	0,580	0,1084	0,6689	8	2,79	0,042195	0,115
San Ramón	13	16	800,910	799,960	799,550	798,760	42,00	0,0026438	0,010	0,669	0,1110	0,7799	8	1,86	0,018810	0,353
San Ramón	16	24	799,960	798,660	798,760	797,450	46,00	0,0026438	0,010	0,949	0,1216	1,0708	8	2,29	0,028478	0,441
San Ramón	24	34	798,660	796,360	797,450	795,160	45,00	0,0026438	0,010	1,071	0,1190	1,1897	8	3,06	0,050889	0,304
San Ramón	34	44	796,360	794,580	795,160	793,300	46,00	0,0026438	0,010	1,303	0,1216	1,4250	8	2,73	0,040435	0,540
San Ramón	44	54	794,580	793,330	793,300	791,610	45,00	0,0026438	0,010	1,425	0,1190	1,5440	8	2,63	0,037556	0,684
San Ramón	54	64	793,330	792,060	791,610	790,810	43,00	0,0026438	0,010	1,748	0,1137	1,8614	8	1,85	0,018605	2,013
San Ramón	64	92	792,060	790,260	790,810	789,060	42,00	0,0026438	0,010	1,861	0,1110	1,9724	8	2,77	0,041667	1,021
San Ramón	92	104	790,260	787,270	789,060	785,970	65,00	0,0026438	0,010	1,972	0,1719	2,1443	8	2,96	0,047538	1,049
San Ramón	104	116	787,270	782,670	785,970	781,370	77,00	0,0026438	0,010	2,144	0,2036	2,3478	8	3,32	0,059740	0,992
San Ramón	116	125	782,670	780,040	781,370	778,790	43,00	0,0026438	0,010	2,348	0,1137	2,4615	8	3,32	0,060000	1,093
San Ramón	125	135	780,040	778,330	778,790	777,030	42,00	0,0026438	0,010	2,462	0,1110	2,5726	8	2,78	0,041905	1,706

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
San Ramón	135	147	778,330	776,200	776,640	774,750	44,00	0,0026438	0,010	2,742	0,1163	2,8581	8	2,81	0,042955	2,053
San Ramón	147	157	776,200	774,400	774,750	773,200	43,00	0,0026438	0,010	2,858	0,1137	2,9718	8	2,58	0,036047	2,656
San Ramón	157	165	774,400	772,190	773,200	770,800	44,00	0,0026438	0,010	3,144	0,1163	3,2600	8	3,17	0,054545	2,094
San Ramón	165	176	772,190	770,300	770,800	768,620	42,00	0,0026438	0,010	3,260	0,1110	3,3710	8	3,09	0,051905	2,367
San Ramón	176	184	770,300	764,810	768,620	763,150	75,00	0,0026438	0,010	3,543	0,1983	3,7412	8	3,67	0,072933	2,074
Fray Ant. Zagarra	4	4A	801,300	800,000	799,670	798,750	11,00	0,0026438	0,010	0,198	0,0291	0,2275	8	3,93	0,083636	0,006
Fray Ant. Zagarra	4A	7	800,000	799,400	798,750	798,150	31,00	0,0026438	0,010	0,029	0,0820	0,1110	8	1,89	0,019355	0,007
Fray Ant. Zagarra	7	11	799,400	798,540	798,150	797,340	42,00	0,0026438	0,010	0,082	0,1110	0,1930	8	1,88	0,019286	0,022
Fray Ant. Zagarra	11	14	798,540	797,700	797,340	796,400	43,00	0,0026438	0,010	0,391	0,1137	0,5051	8	2,01	0,021860	0,125
Fray Ant. Zagarra	14	18	797,700	797,050	796,400	795,850	42,00	0,0026438	0,010	0,505	0,1110	0,6161	8	1,55	0,013095	0,312
Fray Ant. Zagarra	18	25	797,050	795,930	795,850	794,520	45,00	0,0026438	0,010	0,815	0,1190	0,9335	8	2,33	0,029556	0,320
Fray Ant. Zagarra	25	36	795,930	795,560	794,520	794,060	45,00	0,0026438	0,010	0,933	0,1190	1,0525	8	1,37	0,010222	1,168
Fray Ant. Zagarra	36	45	795,560	795,200	794,060	793,610	45,00	0,0026438	0,010	1,164	0,1190	1,2825	8	1,36	0,010000	1,781
Fray Ant. Zagarra	45	56	795,200	793,660	793,610	792,460	45,00	0,0026438	0,010	1,282	0,1190	1,4015	8	2,17	0,025556	0,831
Fray Ant. Zagarra	56	65	793,660	791,350	792,460	789,970	43,00	0,0026438	0,010	1,401	0,1137	1,5151	8	3,27	0,057907	0,432
Fray Ant. Zagarra	65	94	791,350	788,950	789,970	787,650	42,00	0,0026438	0,010	1,515	0,1110	1,6262	8	3,19	0,055238	0,520
Fray Ant. Zagarra	94	106	788,950	786,850	787,650	785,110	65,00	0,0026438	0,010	1,837	0,1719	2,0091	8	2,68	0,039077	1,123
Fray Ant. Zagarra	106	118	786,850	782,000	785,110	780,510	79,00	0,0026438	0,010	2,223	0,2089	2,4316	8	3,28	0,058228	1,093
Fray Ant. Zagarra	118	137	782,000	777,450	780,510	775,960	78,00	0,0026438	0,010	2,645	0,2062	2,8515	8	3,28	0,058333	1,510
Fray Ant. Zagarra	137	138	777,450	776,770	775,960	775,380	9,00	0,0026438	0,010	3,065	0,0238	3,0890	8	3,45	0,064444	1,598
Fray Ant. Zagarra	138	159	776,770	771,950	775,380	770,550	78,00	0,0026438	0,010	3,089	0,2062	3,2952	8	3,38	0,061923	1,895
Fray Ant. Zagarra	159	166	771,950	769,800	770,550	768,320	43,00	0,0026438	0,010	7,294	0,1137	7,4074	8	3,09	0,051860	11,254
Fray Ant. Zagarra	166	178	769,800	765,870	768,320	764,420	43,00	0,0026438	0,010	7,407	0,1137	7,5211	8	4,09	0,090698	6,695
Fray Ant. Zagarra	178	186	765,870	761,570	764,420	760,270	75,00	0,0026438	0,010	7,727	0,1983	7,9257	8	3,19	0,055333	12,051
Junín	20	26	794,580	793,700	793,340	792,400	45,00	0,0026438	0,010	0,190	0,1190	0,3090	8	1,96	0,020889	0,048
Junín	26	38	793,700	792,870	792,400	791,670	45,00	0,0026438	0,010	0,290	0,1190	0,4090	8	1,73	0,016222	0,110
Junín	38	46	792,870	792,100	791,670	790,900	45,00	0,0026438	0,010	0,570	0,1190	0,6890	8	1,78	0,017111	0,304
Junín	46	58	792,100	790,050	790,900	788,850	45,00	0,0026438	0,010	0,670	0,1190	0,7890	8	2,90	0,045556	0,151
Junín	58	66	790,050	786,000	788,850	784,750	71,00	0,0026438	0,010	0,950	0,1877	1,1377	8	3,26	0,057746	0,245
Junín	66	96	786,000	785,830	784,750	784,460	13,00	0,0026438	0,010	1,110	0,0344	1,1444	8	2,03	0,022308	0,638
Junín	96	108	785,830	785,000	784,460	783,700	65,00	0,0026438	0,010	1,320	0,1719	1,4919	8	1,47	0,011692	2,053
Junín	108	119	785,000	781,200	783,700	779,770	80,00	0,0026438	0,010	1,640	0,2115	1,8515	8	3,01	0,049125	0,755
Junín	119	139	781,200	774,900	779,770	773,600	72,00	0,0026438	0,010	1,980	0,1904	2,1704	8	3,97	0,085694	0,593
Junín	139	140	774,900	774,260	773,600	772,960	13,00	0,0026438	0,010	2,140	0,0344	2,1744	8	3,01	0,049231	1,049
Junín	140	141	774,260	772,730	772,168	771,480	50,00	0,0026438	0,010	3,550	0,1322	3,6822	8	1,59	0,013760	10,484
Junín	141	159	772,730	771,950	771,480	770,650	50,00	0,0026438	0,010	3,660	0,1322	3,7922	8	1,75	0,016600	9,271
Pizarro	21	27	793,470	792,280	792,170	790,980	44,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1163	0,1163	8	2,23	0,027045	0,006
Pizarro	27	39	792,280	790,650	790,980	789,220	45,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1190	0,2190	8	2,68	0,039111	0,013
Pizarro	39	47	790,650	789,250	789,220	787,950	45,00	0,0026438	0,010	0,200	0,1190	0,3190	8	2,28	0,028222	0,039
Pizarro	47	59	789,250	784,830	787,950	783,630	45,00	0,0026438	0,010	0,300	0,1190	0,4190	8	4,21	0,096000	0,020

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
Prolong. Pizarro	59	70	784,830	781,000	783,630	779,420	48,00	0,0026438	0,010	0,540	0,1269	0,6669	8	4,02	0,087708	0,054
Prolong. Pizarro	70	71	781,000	778,150	779,420	776,700	50,00	0,0026438	0,010	0,850	0,1322	0,7822	8	3,17	0,054400	0,125
Prolong. Pizarro	71	72	778,150	776,000	776,700	774,700	59,00	0,0026438	0,010	0,760	0,1560	0,9160	8	2,50	0,033898	0,274
Prolong. Pizarro	72	73	776,000	774,350	774,700	773,050	70,00	0,0026438	0,010	0,890	0,1851	1,0751	8	2,08	0,023571	0,530
Prolong. Pizarro	73	74	774,350	774,300	773,050	772,628	72,00	0,0026438	0,010	1,050	0,1904	1,2404	8	1,04	0,005861	2,842
Prolong. Pizarro	74	140	774,300	774,260	772,628	772,168	75,00	0,0026438	0,010	1,210	0,1983	1,4083	8	1,06	0,006133	3,491
Aviación	1	2	807,580	805,660	806,250	804,400	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	2,31	0,028906	0,010
Aviación	2	3	805,660	804,500	804,400	803,300	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,20	0,026190	0,005
Aviación	3	4	804,500	801,300	803,300	799,670	41,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1084	0,1984	8	4,04	0,088537	0,005
Pje. El Sol	8	9	804,770	802,580	803,570	801,280	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	2,57	0,035781	0,008
Pje. El Sol	9	10	802,580	799,620	801,280	797,950	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	3,82	0,079286	0,002
Pje. El Sol	10	11	799,620	798,540	797,950	797,340	41,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1084	0,1984	8	1,66	0,014878	0,029
Los Fundadores	15	16	801,100	799,960	799,900	798,760	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,81	0,017812	0,018
Los Fundadores	16	17	799,960	798,820	798,760	797,620	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,24	0,027143	0,005
Los Fundadores	17	18	798,820	797,050	797,620	795,850	41,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1084	0,1984	8	2,82	0,043171	0,010
Los Fundadores	18	19	797,050	795,300	795,850	793,750	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	3,00	0,048837	0,003
Los Fundadores	19	20	795,300	794,580	793,750	793,340	41,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1084	0,2084	8	1,36	0,010000	0,048
Pedro Nuñez	30	29	789,910	787,900	788,500	786,650	46,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1216	0,2216	8	2,72	0,040217	0,013
Pedro Nuñez	31	30	792,680	789,910	791,480	788,500	47,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1243	0,1243	8	3,42	0,063404	0,003
Pedro Nuñez	32	31	794,500	792,680	793,300	791,480	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	2,83	0,043333	0,010
Pedro Nuñez	33	32	795,780	794,500	794,580	793,300	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,37	0,030476	0,004
Pedro Nuñez	34	33	796,360	795,780	795,160	794,370	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,51	0,012344	0,026
Pedro Nuñez	35	34	797,070	796,360	795,870	795,160	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	1,74	0,016512	0,008
Pedro Nuñez	35	36	797,070	795,560	795,870	794,060	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,82	0,043095	0,003
Pedro Nuñez	36	37	795,560	794,180	794,060	792,980	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,18	0,025714	0,005
Pedro Nuñez	37	38	794,180	792,870	792,980	791,670	40,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1058	0,1958	8	2,46	0,032750	0,013
Mendoza	50	49	787,850	785,320	786,650	783,760	46,00	0,0026438	0,010	0,110	0,1216	0,2316	8	3,40	0,062826	0,010
Mendoza	51	50	789,420	787,850	788,220	786,650	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	2,45	0,032708	0,005
Mendoza	52	51	789,920	789,420	788,310	787,890	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	1,36	0,010000	0,045
Mendoza	53	52	792,200	789,920	790,900	788,310	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	3,37	0,061867	0,002
Mendoza	54	53	793,330	792,200	792,130	790,900	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,88	0,019219	0,016
Mendoza	55	54	793,500	793,330	792,040	791,610	43,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1137	0,2037	8	1,36	0,010000	0,045
Mendoza	56	55	793,660	793,500	792,460	792,040	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	1,36	0,010000	0,013
Mendoza	56	57	793,660	792,520	792,460	791,320	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,24	0,027143	0,005
Mendoza	57	58	792,520	790,050	791,320	788,850	40,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1058	0,1958	8	3,37	0,061750	0,006
Mendoza	58	59	790,050	784,830	788,850	783,630	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	3,88	0,081563	0,004
30 de Agosto	68	67	786,080	779,250	784,880	778,050	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	5,23	0,148478	0,001
30 de Agosto	68	69	786,080	785,380	784,880	784,350	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	1,43	0,011042	0,016
30 de Agosto	90	69	787,000	785,380	785,800	783,350	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	3,28	0,058333	0,008
30 de Agosto	91	90	788,600	787,000	787,300	785,800	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,56	0,035714	0,004



**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal ( lt/seg )		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q ( lt/seg )	D ( pulg )	V ( m/seg )	S	Y ( mm )
30 de Agosto	92	91	790,260	788,600	789,060	787,300	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	2,25	0,027500	0,011
30 de Agosto	92	93	790,260	789,920	789,060	788,630	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	1,36	0,010000	0,014
30 de Agosto	93	94	789,920	788,950	788,630	787,650	42,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1110	0,2110	8	2,07	0,023333	0,020
30 de Agosto	94	95	788,950	788,170	787,650	786,970	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	1,73	0,016190	0,008
30 de Agosto	95	96	788,170	785,830	786,970	784,460	40,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1058	0,1958	8	3,40	0,062750	0,006
Pangoa	100	99	780,700	777,200	779,400	775,900	46,00	0,0026438	0,010	0,110	0,1216	0,2316	8	3,74	0,076087	0,008
Pangoa	101	100	782,680	780,700	781,170	779,400	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	2,61	0,036875	0,005
Pangoa	102	101	785,630	782,680	784,330	781,380	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	3,60	0,070238	0,006
Pangoa	103	102	786,600	785,630	784,900	784,330	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	1,58	0,013571	0,010
Pangoa	104	103	787,270	786,600	785,540	784,900	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,36	0,010000	0,031
Pangoa	104	105	787,270	787,100	785,970	785,540	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	1,36	0,010000	0,014
Pangoa	105	106	787,100	786,850	785,540	785,110	43,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1137	0,2137	8	1,36	0,010000	0,048
Pangoa	106	107	786,850	786,260	785,500	784,960	41,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1084	0,1084	8	1,56	0,013171	0,010
Pangoa	107	108	786,260	785,000	784,960	783,700	41,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1084	0,1984	8	2,38	0,030732	0,014
Atahualpa	110	109	774,000	766,570	772,300	765,370	46,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1216	0,2216	8	5,27	0,150652	0,003
Atahualpa	111	110	776,300	774,000	774,920	772,300	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	3,24	0,056957	0,003
Atahualpa	112	111	778,850	776,300	777,270	774,920	46,00	0,0026438	0,010	0,110	0,1216	0,2316	8	3,07	0,051087	0,011
Atahualpa	113	112	779,160	778,650	777,620	777,270	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	1,16	0,007292	0,024
Atahualpa	114	113	780,750	779,160	779,410	777,620	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	2,80	0,042619	0,010
Atahualpa	115	114	782,340	780,750	781,040	779,410	41,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1084	0,1084	8	2,71	0,039756	0,003
Atahualpa	116	115	782,670	782,340	781,370	780,730	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,36	0,010000	0,031
Atahualpa	116	117	782,670	782,460	781,370	780,940	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	1,36	0,010000	0,014
Atahualpa	117	118	782,460	782,000	780,940	780,510	43,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1137	0,2137	8	1,36	0,010000	0,048
Atahualpa	118	119	782,000	781,200	780,510	779,770	74,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1956	0,1956	8	1,36	0,010000	0,042
Mcal. Castilla	127	126	770,180	763,020	768,700	761,600	44,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1163	0,2163	8	5,45	0,161364	0,003
Mcal. Castilla	128	127	771,500	770,180	770,160	768,700	44,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1163	0,1163	8	2,47	0,033182	0,004
Mcal. Castilla	129	128	773,180	771,500	771,600	770,160	46,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1216	0,2216	8	2,40	0,031304	0,016
Mcal. Castilla	130	129	775,050	773,180	772,060	771,600	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	1,36	0,010000	0,016
Mcal. Castilla	131	130	773,720	775,050	772,520	772,060	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	1,36	0,010000	0,016
Mcal. Castilla	131	132	773,720	775,550	772,520	772,040	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	1,36	0,010000	0,018
Mcal. Castilla	133	132	777,420	775,550	776,120	772,040	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	4,23	0,097143	0,004
Mcal. Castilla	134	133	778,580	777,420	777,280	776,120	41,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1084	0,1084	8	2,28	0,028293	0,004
Mcal. Castilla	134	135	778,580	778,330	777,280	776,640	64,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1692	0,1692	8	1,36	0,010000	0,031
Mcal. Castilla	135	136	778,330	777,970	777,030	776,600	43,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1137	0,1137	8	1,36	0,010000	0,014
Mcal. Castilla	136	137	777,970	777,450	776,600	776,170	43,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1137	0,2137	8	1,36	0,010000	0,048
Río Ene	149	148	766,470	764,130	765,050	762,700	44,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1163	0,2163	8	3,14	0,053409	0,010
Río Ene	150	149	768,620	766,470	767,320	765,050	44,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1163	0,1163	8	3,08	0,051591	0,003
Río Ene	151	150	769,200	768,620	767,900	767,320	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	1,52	0,012609	0,013
Río Ene	151	152	769,200	768,650	767,900	767,400	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	1,41	0,010870	0,014
Río Ene	153	152	769,920	768,650	768,320	767,050	46,00	0,0026438	0,010	0,110	0,1216	0,2316	8	2,26	0,027609	0,022

**Cálculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario de San Ramón de Pangoa**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga lt/seg/ml	n	Caudal (lt/seg)		Alcantarilla					
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (lt/seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)	
Río Ene	154	153	773,080	769,920	771,550	768,320	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	3,52	0,067292	0,002	
Río Ene	155	154	774,720	773,080	773,460	771,550	41,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1084	0,1984	8	2,93	0,046585	0,010	
Río Ene	156	155	775,190	774,720	773,890	773,460	41,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1084	0,1084	8	1,39	0,010488	0,013	
Río Ene	156	157	775,190	774,400	773,890	773,200	65,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1719	0,1719	8	1,40	0,010615	0,031	
Río Ene	157	158	774,400	773,400	773,200	772,050	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,25	0,027381	0,005	
Río Ene	158	159	773,400	771,950	772,050	770,650	44,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1163	0,2063	8	2,42	0,031818	0,014	
Industrial	168	167	763,280	761,350	761,970	759,860	44,00	0,0026438	0,010	1,380	0,1163	1,4963	8	2,97	0,047955	0,510	
Industrial	169	168	764,920	763,280	762,770	761,970	44,00	0,0026438	0,010	1,280	0,1163	1,3963	8	1,83	0,018182	1,168	
Industrial	170	169	765,770	764,920	764,420	763,620	46,00	0,0026438	0,010	0,100	0,1216	0,2216	8	1,79	0,017391	0,031	
Industrial	171	170	767,070	765,770	765,720	764,420	46,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1216	0,1216	8	2,28	0,028261	0,006	
Industrial	172	171	769,300	767,070	768,000	765,720	46,00	0,0026438	0,010	0,110	0,1216	0,2316	8	3,02	0,049565	0,011	
Industrial	173	172	770,200	769,300	768,830	768,000	48,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1269	0,1269	8	1,78	0,017292	0,010	
Industrial	174	173	770,580	770,200	769,250	768,830	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	1,36	0,010000	0,045	
Industrial	175	174	770,950	770,580	769,850	769,250	40,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1058	0,1058	8	1,36	0,010000	0,013	
Industrial	175	176	770,950	770,300	769,650	769,000	65,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1719	0,1719	8	1,36	0,010000	0,031	
Industrial	176	177	770,300	768,950	768,620	767,700	42,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1110	0,1110	8	2,01	0,021905	0,006	
Industrial	177	178	768,950	765,870	767,700	764,620	44,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1163	0,2063	8	3,59	0,070000	0,006	
Progreso	180	179	765,000	764,320	763,490	763,010	46,00	0,0026438	0,010	3,400	0,1216	3,5216	8	1,39	0,010435	12,628	
Progreso	181	180	765,380	765,000	763,970	763,490	48,00	0,0026438	0,010	3,290	0,1269	3,4169	8	1,36	0,010000	12,434	
Progreso	182	181	766,000	765,380	764,630	763,970	42,00	0,0026438	0,010	0,090	0,1110	0,2010	8	1,70	0,015714	0,029	
Progreso	183	182	766,350	766,000	765,050	764,630	40,00	0,0026438	0,010	0,000	0,1058	0,1058	8	1,39	0,010500	0,011	
Progreso	183	184	766,350	764,810	765,050	763,510	65,00	0,0026438	0,010	2,710	0,1719	2,8819	8	2,09	0,023692	3,785	
Progreso	184	185	764,810	763,840	763,150	762,590	43,00	0,0026438	0,010	5,990	0,1137	6,1037	8	1,55	0,013023	29,474	
Progreso	185	186	763,840	761,570	762,590	760,270	44,00	0,0026438	0,010	6,090	0,1163	6,2063	8	3,12	0,052727	7,816	
							10167,00										26,88

Emisor 1	3,39	lt/seg
Emisor 2	7,98	lt/seg
Emisor 3	15,51	lt/seg
Total	26,88	lt/seg

**Datos de diseño**

Aportes del Alcantarillado		Caudal promedio	1,76 m <sup>3</sup> /seg	Aportes	
a- Acueducto :	0,8 x Qmb m <sup>3</sup> /seg	Coef. max horario	2,60 m <sup>3</sup> /seg	a- Acueducto	3,66 m <sup>3</sup> /seg
b- Lluvias :	380 m <sup>3</sup> /ha/día	Caudal máx. horario	4,58 m <sup>3</sup> /seg	b- Lluvias	0,12 m <sup>3</sup> /seg
c- Infiltración :	20000 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /día	Long. tubería	1978,00 mt	c- Infiltración	0,46 m <sup>3</sup> /seg
d- Malos empot. :	0,10 Qprom.	Nro. de buzones	27,00 und	d- Malos empot.	0,18 m <sup>3</sup> /seg
Caudal del Alcantarillado : a + b + c + d		Material de tubería	P.V.C.	Caudal alcant.	4,42 m <sup>3</sup> /seg
		N Manning	0,010	Caudal unitario	0,00223458 m <sup>3</sup> /seg/m

**Claculo Hidráulico del Alcantarillado Sanitario del Anexo Chavini**

Calle	Buzón		Cota terreno		Cota del tubo		L (m)	Coef. de descarga l <sup>3</sup> /seg/ml	n	Caudal ( l <sup>3</sup> /seg )		Alcantarilla				
	Del	Al	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo				Aguas arriba	Contrib. desague	Q (l <sup>3</sup> /seg)	D (pulg)	V (m/seg)	S	Y (mm)
B	600	603	692,368	691,087	691,168	689,123	56,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1251	0,1251	8	2,59	0,036518	0,018
H	600	624	692,368	692,077	691,168	690,638	53,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1184	0,1184	8	1,36	0,010000	0,018
C	601	604	688,600	687,410	687,050	686,210	28,00	0,0022346	0,010	0,00	0,0626	0,0626	8	2,35	0,030000	0,018
D	602	603	691,053	691,087	689,853	689,123	73,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1631	0,1631	8	1,36	0,010000	0,018
A	602	606	691,053	690,700	689,853	689,353	50,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1117	0,1117	8	1,36	0,010000	0,018
D	603	604	691,087	687,410	689,123	686,210	68,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1520	0,1520	8	2,81	0,042838	0,018
B	603	607	691,087	690,040	689,123	688,623	50,00	0,0022346	0,010	0,24	0,1117	0,3517	8	1,36	0,010000	0,604
C	604	608	687,410	686,000	686,210	684,800	50,00	0,0022346	0,010	0,18	0,1117	0,2917	8	2,28	0,028200	0,441
G	605	609	690,240	684,600	689,020	683,120	64,00	0,0022346	0,010	0,46	0,1430	0,6030	8	4,12	0,092187	0,441
E	606	605	690,700	690,240	689,313	689,020	45,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1006	0,1006	8	1,10	0,006511	0,312
E	606	607	690,700	690,040	689,353	688,623	73,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1631	0,1631	8	1,36	0,010000	0,018
A	606	610	690,700	690,220	689,353	688,753	60,00	0,0022346	0,010	0,09	0,1341	0,2241	8	1,36	0,010000	0,441
B	607	611	690,040	687,720	688,623	686,400	62,00	0,0022346	0,010	0,47	0,1385	0,6085	8	2,57	0,035855	0,604
C	608	612	686,000	684,157	684,800	682,900	65,00	0,0022346	0,010	0,27	0,1452	0,4152	8	2,32	0,029231	0,441
G	609	613	684,600	680,640	683,120	679,440	80,00	0,0022346	0,010	0,70	0,1788	0,8788	8	2,91	0,046000	0,604
F	610	609	690,220	684,600	688,753	683,400	65,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1452	0,1452	8	3,89	0,082354	0,018
F	610	611	690,220	687,720	688,753	686,400	73,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1631	0,1631	8	2,44	0,032233	0,018
A	610	614	690,220	685,000	688,753	683,800	80,00	0,0022346	0,010	0,20	0,1788	0,3788	8	3,38	0,061913	0,441
B	611	615	687,720	684,043	686,400	682,680	80,00	0,0022346	0,010	0,73	0,1788	0,9088	8	2,93	0,046500	0,604
C	612	617	684,157	682,063	682,900	680,863	76,00	0,0022346	0,010	0,39	0,1698	0,5598	8	2,22	0,026803	0,604
	613	619	680,640	680,462	679,440	679,010	43,00	0,0022346	0,010	0,98	0,0961	1,0761	8	1,36	0,010000	1,895
MG. I	614	613	685,000	680,640	683,800	679,440	70,00	0,0022346	0,010	0,00	0,1564	0,1564	8	3,39	0,062286	0,018
MG. I	614	615	685,000	684,043	683,800	682,680	73,00	0,0022346	0,010	0,35	0,1631	0,5131	8	1,68	0,015342	0,604
MG. I	615	616	684,043	683,333	682,680	682,133	38,00	0,0022346	0,010	1,37	0,0849	1,4549	8	1,63	0,014395	1,895
MG. I	616	617	683,333	682,063	682,133	680,863	48,00	0,0022346	0,010	1,44	0,1073	1,5473	8	2,21	0,026458	1,762
MG. I	617	618	682,063	680,770	680,863	679,570	40,00	0,0022346	0,010	2,06	0,0894	2,1494	8	2,44	0,032325	1,895
	618	622	680,770	680,260	679,570	678,170	28,00	0,0022346	0,010	2,13	0,0626	2,1926	8	3,03	0,050000	1,762
MG.D.	619	623	680,462	680,500	679,010	678,410	75,00	0,0022346	0,010	1,06	0,1676	1,2276	8	1,21	0,008000	2,281
MG.D.	620	621	681,727	680,800	677,874	677,346	66,00	0,0022346	0,010	1,33	0,1475	1,4775	8	1,21	0,008000	0,604
MG.D.	621	622	680,800	680,260	677,346	677,170	22,00	0,0022346	0,010	1,45	0,0492	1,4992	8	1,21	0,008000	1,895
MG.D.	623	620	680,500	681,727	678,410	677,874	72,00	0,0022346	0,010	1,20	0,1609	1,3609	8	1,17	0,007444	1,762
G	624	626	692,077	691,486	690,638	690,238	40,00	0,0022346	0,010	0,10	0,0894	0,1894	8	1,36	0,010000	1,895
G	625	605	690,800	690,240	689,650	689,020	58,00	0,0022346	0,010	0,27	0,1296	0,3996	8	1,41	0,010862	1,762
G	625	625	691,486	690,800	690,238	689,650	54,00	0,0022346	0,010	0,17	0,1207	0,2907	8	1,42	0,010889	2,281

I T L E : SAN MARTIN1  
 O. OF PIPES : 163  
 O. OF NODES : 164  
 EAK FACTOR : 1  
 IN SCOUR VELOCITY (mps) : .6  
 AX VELOCITY (mps) : 2.5  
 AX COVER DEPTH (m) : 11  
 EWER OUTFALL NODE : 49  
 ROWN ELEV. OF OUTFALL NODE (m) : 748.1  
 OT SYSTEM LENGTH (m) : 8523.5  
 VE WEIGHTED DIAMETER (mm) : 204.3116  
 VE WEIGHTED EXC. DEPTH (m) : 1.635717  
 VE WEIGHTED EXC. AREA (sq.m) : .3337023

PK No.	FROM Node	TO Node	PEAK FLOW (L/S)	LENGTH (M)	DIA (MM)	WATER DEPTH (MM)	VEL (MPS)	PIPE SLOPE %	MIN SLOPE %	MAX SLOPE %	GROUND SLOPE %
1	294	302	0.00	60	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	0.83
2	302	314	0.62	16	200	12.95	0.71	3.00	1.82	110.61	3.00
3	314	327	0.86	46	200	13.22	0.97	5.37	1.36	82.28	5.37
4	327	328	0.99	49	200	19.33	0.63	1.41	1.21	73.02	1.41
5	328	337	1.09	40	200	19.67	0.68	1.60	1.11	67.00	1.60
6	337	361	1.83	65	200	22.26	0.96	2.69	0.71	42.46	2.69
7	361	362	1.95	50	200	25.41	0.84	1.77	0.67	40.06	1.77
8	362	374	2.08	50	200	30.20	0.70	0.98	0.64	37.90	0.98
9	374	387	2.43	62	200	37.30	0.60	0.56	0.56	33.14	0.38
0	387	402	2.56	50	200	38.65	0.60	0.54	0.54	31.69	0.60
1	402	411	2.71	60	200	40.25	0.60	0.51	0.51	30.14	0.58
2	411	425	3.88	75	200	45.77	0.72	0.63	0.38	22.06	0.68
3	425	438	4.43	74	200	46.89	0.79	0.74	0.34	19.67	0.74
4	438	439	4.61	70	200	58.66	0.60	0.33	0.33	19.01	-0.47
5	439	440	4.80	73	200	60.36	0.60	0.32	0.32	18.38	-0.92
6	201	200	0.00	75	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	12.31
7	200	205	0.00	80	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	1.88
8	205	215	0.72	52	200	13.76	0.77	3.19	1.58	95.97	3.19
9	215	222	0.80	31	200	17.42	0.60	1.45	1.45	87.57	-4.10
0	222	221	1.02	12	200	20.57	0.60	1.17	1.17	70.63	8.33
1	221	232	1.17	57	200	22.53	0.60	1.05	1.05	62.90	-2.01
2	232	233	1.20	14	200	22.99	0.60	1.02	1.02	61.26	-7.42
3	233	243	1.55	61	200	27.31	0.60	0.82	0.82	49.15	-1.02
4	243	249	1.70	60	200	29.14	0.60	0.76	0.76	45.22	2.68
5	249	260	2.04	49	200	33.10	0.60	0.65	0.65	38.51	5.10
6	260	266	2.17	50	200	34.51	0.60	0.62	0.62	36.52	3.58
7	266	277	2.52	51	200	30.87	0.82	1.31	0.54	32.11	1.49
8	277	283	2.64	49	200	28.68	0.95	1.96	0.52	30.77	1.96
9	283	296	2.98	48	200	30.09	1.00	2.04	0.47	27.73	2.04
0	296	304	3.11	50	200	30.28	1.04	2.16	0.46	26.75	2.16
1	304	316	3.15	17	200	28.87	1.13	2.71	0.45	26.43	2.71
2	316	330	3.52	71	200	27.14	1.38	4.37	0.41	24.00	4.37
3	330	339	3.69	65	200	28.42	1.35	3.95	0.40	23.07	3.95
4	339	350	3.91	13	200	28.52	1.42	4.38	0.38	21.93	4.38

	FROM Node	TO Node	PEAK FLOW (L/S)	LENGTH (M)	DIA (MM)	WATER DEPTH (MM)	VEL (MPS)	PIPE SLOPE %	MIN SLOPE %	MAX SLOPE %	GROUND SLOPE %
5	350	363	4.30	72	200	33.60	1.23	2.69	0.35	20.20	2.69
6	363	376	4.69	74	200	36.10	1.21	2.39	0.33	18.74	2.39
7	376	389	4.99	38	200	41.23	1.07	1.58	0.31	17.76	1.58
8	389	393	5.10	45	200	41.14	1.10	1.67	0.31	17.43	1.67
9	393	404	5.42	43	200	41.11	1.16	1.88	0.29	16.56	1.88
10	404	413	5.53	46	200	42.24	1.14	1.76	0.29	16.26	1.76
11	413	427	5.93	75	200	48.25	1.02	1.19	0.27	15.33	1.19
12	427	440	6.32	75	200	52.77	0.95	0.95	0.26	14.51	0.95
13	440	451	11.51	75	250	103.48	0.60	0.17	0.17	9.46	1.40
14	100	206	0.00	80	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	4.03
15	206	216	0.56	37	200	13.64	0.60	1.98	1.98	120.51	1.51
16	216	223	0.68	46	200	15.51	0.60	1.68	1.68	101.87	1.26
17	223	234	1.13	76	200	21.97	0.60	1.08	1.08	64.92	1.04
18	234	244	1.52	53	200	26.99	0.60	0.83	0.83	49.87	1.28
19	244	251	1.65	50	200	23.63	0.79	1.70	0.78	46.48	2.02
20	251	261	2.03	48	200	24.70	0.91	2.15	0.65	38.76	2.15
21	261	268	2.16	50	200	21.98	1.15	3.94	0.62	36.78	3.94
22	268	278	2.54	50	200	22.44	1.31	5.02	0.54	31.87	5.02
23	278	285	2.67	50	200	27.71	1.01	2.30	0.52	30.52	2.30
24	285	297	3.05	47	200	30.04	1.03	2.15	0.47	27.20	2.15
25	297	305	3.17	50	200	27.79	1.20	3.22	0.45	26.24	3.22
26	305	318	3.47	17	200	32.49	1.05	2.02	0.42	24.27	2.02
27	318	332	3.91	74	200	28.81	1.40	4.21	0.38	21.91	4.21
28	332	341	4.07	64	200	27.51	1.56	5.53	0.37	21.16	5.53
29	341	352	4.35	11	200	31.81	1.35	3.45	0.35	20.01	3.45
30	352	365	4.53	72	200	32.05	1.39	3.64	0.34	19.30	3.64
31	365	378	4.96	74	200	35.10	1.34	3.00	0.31	17.86	3.00
32	378	499	5.07	43	200	38.65	1.19	2.12	0.31	17.53	2.12
33	499	395	5.17	40	200	42.15	1.07	1.55	0.30	17.23	1.55
34	395	405	5.52	44	200	42.54	1.13	1.70	0.29	16.29	1.70
35	405	415	5.64	45	200	41.89	1.18	1.89	0.28	16.01	1.89
36	415	429	6.06	75	200	43.96	1.18	1.80	0.27	15.04	1.80
37	429	442	6.48	75	200	51.07	1.02	1.13	0.26	14.20	1.13
38	442	453	6.91	75	200	51.68	1.07	1.23	0.24	13.46	1.23
39	209	208	0.00	64	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	1.26
40	208	217	0.00	39	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	6.28
41	217	225	0.00	44	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	2.09
42	225	502	0.67	45	200	12.84	0.79	3.67	1.70	102.76	3.67
43	502	236	0.78	45	200	14.38	0.78	3.11	1.48	89.49	3.11
44	236	245	1.09	42	200	17.06	0.84	2.95	1.11	66.63	2.95
45	245	253	1.21	45	200	20.16	0.73	1.78	1.02	61.05	1.78
46	253	262	1.58	47	200	20.91	0.91	2.63	0.81	48.13	2.63
47	262	270	1.71	50	200	21.90	0.92	2.52	0.75	44.97	2.52
48	270	279	2.10	51	200	23.17	1.03	3.00	0.64	37.65	3.00
49	279	287	2.23	50	200	25.85	0.94	2.14	0.60	35.70	2.14
50	287	298	2.60	46	200	23.29	1.27	4.51	0.53	31.20	4.51
51	298	307	2.73	50	200	23.84	1.29	4.51	0.51	29.92	4.51

#	FROM Node	TO Node	PEAK FLOW (L/S)	LENGTH (M)	DIA (MM)	WATER DEPTH (MM)	VEL (MPS)	PIPE SLOPE %	MIN SLOPE %	MAX SLOPE %	GROUND SLOPE %
32	307	320	3.03	15	200	26.25	1.24	3.71	0.47	27.36	3.71
33	320	333	3.45	66	200	25.46	1.48	5.47	0.42	24.43	5.47
34	333	343	3.64	74	200	26.09	1.51	5.49	0.40	23.33	5.49
35	343	354	3.92	11	200	26.20	1.61	6.25	0.38	21.88	6.25
36	354	367	4.35	72	200	30.11	1.46	4.34	0.35	19.98	4.34
37	367	380	4.79	74	200	32.73	1.43	3.74	0.32	18.38	3.74
38	380	500	5.16	43	200	36.35	1.32	2.81	0.30	17.27	2.81
39	500	397	5.26	40	200	42.19	1.09	1.60	0.30	16.98	1.60
40	397	406	5.62	44	200	42.25	1.16	1.82	0.28	16.03	1.82
41	406	417	5.74	45	200	43.05	1.16	1.76	0.28	15.76	1.76
42	417	431	6.18	75	200	42.96	1.25	2.05	0.26	14.78	2.05
43	431	444	6.63	75	200	46.95	1.18	1.65	0.25	13.94	1.65
44	444	455	7.07	75	200	52.74	1.07	1.19	0.24	13.19	1.19
45	202	210	0.00	80	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	-0.65
46	210	218	0.40	39	200	10.89	0.60	2.65	2.65	161.71	0.51
47	218	227	0.51	45	200	12.90	0.60	2.13	2.13	129.62	0.77
48	227	503	0.71	45	200	16.05	0.60	1.61	1.61	97.38	1.27
49	503	238	0.83	46	200	17.79	0.60	1.41	1.41	85.23	1.15
50	238	246	0.99	42	200	20.14	0.60	1.20	1.20	72.65	2.19
51	246	255	1.11	45	200	21.69	0.60	1.10	1.10	66.02	3.38
52	255	263	1.22	47	200	22.44	0.63	1.17	1.00	60.33	3.00
53	263	272	1.35	50	200	20.59	0.79	2.04	0.92	55.32	2.04
54	272	280	1.48	51	200	19.16	0.96	3.31	0.85	51.05	3.31
55	280	289	1.61	50	200	19.29	1.04	3.80	0.80	47.49	3.80
56	289	299	1.85	47	200	21.88	0.99	2.98	0.70	41.90	2.98
57	299	309	1.98	50	200	20.77	1.15	4.23	0.67	39.56	4.23
58	309	322	2.15	15	200	18.98	1.42	7.25	0.62	36.89	7.25
59	322	334	2.45	67	200	22.76	1.24	4.40	0.56	32.89	4.40
60	334	345	2.64	74	200	22.79	1.33	5.07	0.52	30.84	5.07
61	345	356	2.80	12	200	26.07	1.16	3.26	0.50	29.31	3.26
62	356	369	3.11	73	200	25.63	1.32	4.33	0.46	26.70	4.33
63	369	382	3.56	74	200	29.76	1.22	3.04	0.41	23.79	3.04
64	382	501	3.92	42	200	27.54	1.50	5.09	0.38	21.90	5.09
65	501	399	4.02	40	200	28.62	1.46	4.56	0.37	21.41	4.56
66	399	407	4.39	47	200	35.08	1.19	2.36	0.35	19.82	2.36
67	407	419	4.50	43	200	37.10	1.12	1.97	0.34	19.41	1.97
68	419	433	4.94	74	200	36.04	1.28	2.68	0.31	17.91	2.68
69	433	446	5.39	77	200	39.41	1.23	2.21	0.29	16.62	2.21
70	446	457	5.84	75	200	49.29	0.97	1.06	0.28	15.53	1.06
71	101	102	0.00	50	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	7.92
72	102	203	0.00	50	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	8.44
73	203	212	0.00	80	200	0.00	0.00	0.08	0.08	0.08	0.70
74	212	219	0.81	39	200	17.57	0.60	1.43	1.43	86.62	-0.14
75	219	229	0.93	45	200	19.21	0.60	1.28	1.28	77.21	-0.37
76	229	504	1.29	45	200	24.13	0.60	0.96	0.96	57.54	0.93
77	504	240	1.41	45	200	25.58	0.60	0.89	0.89	53.45	-0.70
78	240	247	1.76	40	200	29.85	0.60	0.74	0.74	43.90	0.26

NK J.	FROM Node	TO Node	PEAK FLOW (L/S)	LENGTH (M)	DIA (MM)	WATER DEPTH (MM)	VEL (MPS)	PIPE SLOPE %	MIN SLOPE %	MAX SLOPE %	GROUND SLOPE %
29	247	257	1.87	45	200	31.16	0.60	0.70	0.70	41.54	0.29
30	257	264	2.27	57	200	35.62	0.60	0.59	0.59	35.12	0.04
31	264	274	2.40	50	200	36.99	0.60	0.57	0.57	33.47	1.47
32	274	281	2.78	51	200	41.01	0.60	0.50	0.50	29.45	0.14
33	281	291	2.91	51	200	42.34	0.60	0.48	0.48	28.31	0.37
34	291	300	3.16	47	200	44.81	0.60	0.45	0.45	26.39	1.78
35	300	311	3.28	50	200	42.87	0.66	0.58	0.44	25.49	4.47
36	311	324	3.45	15	200	22.41	1.78	9.29	0.42	24.44	9.29
37	324	335	3.74	67	200	26.96	1.48	5.06	0.39	22.78	5.06
38	335	347	3.93	76	200	29.18	1.39	4.04	0.38	21.80	4.04
39	347	358	4.09	12	200	31.39	1.30	3.23	0.37	21.09	3.23
40	358	371	4.40	74	200	32.67	1.32	3.17	0.35	19.79	3.17
41	371	384	4.59	74	200	33.25	1.34	3.21	0.33	19.10	3.21
42	384	390	4.72	53	200	33.36	1.37	3.35	0.33	18.62	3.35
43	390	401	4.80	29	200	32.41	1.45	3.90	0.32	18.38	3.90
44	401	408	4.90	40	200	33.31	1.43	3.63	0.32	18.05	3.63
45	408	421	5.02	49	200	36.15	1.30	2.73	0.31	17.66	2.73
46	421	422	5.08	22	200	36.81	1.28	2.60	0.31	17.49	2.60
47	422	435	5.22	53	200	34.71	1.43	3.47	0.30	17.11	3.47
48	435	448	5.41	78	200	37.35	1.34	2.78	0.29	16.57	2.78
49	448	459	5.61	75	200	67.59	0.60	0.29	0.29	16.08	0.00
50	410	424	7.58	70	200	43.27	1.52	3.00	0.23	12.43	3.00
51	424	437	7.95	54	200	44.59	1.52	2.92	0.22	11.94	2.92
52	437	450	8.38	79	200	51.41	1.31	1.84	0.21	11.43	1.84
53	450	461	8.68	75	200	58.67	1.13	1.18	0.21	11.09	1.18
54	461	460	8.79	43	250	84.70	0.60	0.21	0.21	11.90	-0.05
55	460	459	8.90	45	250	85.50	0.60	0.21	0.21	11.78	-1.91
56	459	458	14.63	50	250	124.38	0.60	0.15	0.15	7.73	1.74
57	458	457	14.76	49	250	125.21	0.60	0.14	0.14	7.67	0.06
58	457	456	20.72	51	250	165.71	0.60	0.12	0.12	5.79	0.19
59	456	455	20.85	48	250	166.57	0.60	0.12	0.12	5.76	0.53
60	455	454	28.04	47	300	188.36	0.60	0.10	0.10	4.78	0.23
61	454	453	28.15	45	300	146.70	0.82	0.22	0.10	4.76	0.24
62	453	452	35.20	56	300	126.41	1.24	0.57	0.09	3.97	0.57
63	452	451	35.30	39	300	155.02	0.96	0.28	0.09	3.96	0.28

NK Q.	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
1	758.00	757.50	756.55	756.50	756.35	756.30	1.65	1.20
2	757.50	757.02	756.50	756.02	756.30	755.82	1.20	1.20
3	757.02	754.55	756.02	753.55	755.82	753.35	1.20	1.20
4	754.55	753.86	753.55	752.86	753.35	752.66	1.20	1.20
5	753.86	753.22	752.86	752.22	752.66	752.02	1.20	1.20
6	753.22	751.47	752.22	750.47	752.02	750.27	1.20	1.20

	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
	751.47	750.59	750.47	749.59	750.27	749.39	1.20	1.20
	750.59	750.10	749.59	749.10	749.39	748.90	1.20	1.20
	750.10	749.86	749.10	748.75	748.90	748.55	1.20	1.31
	749.86	749.56	748.75	748.48	748.55	748.28	1.31	1.28
	749.56	749.21	748.48	748.17	748.28	747.97	1.28	1.24
	749.21	748.70	748.17	747.70	747.97	747.50	1.24	1.20
	748.70	748.15	747.70	747.15	747.50	746.95	1.20	1.20
	748.15	748.48	747.15	746.92	746.95	746.72	1.20	1.76
i	748.48	749.15	746.92	746.68	746.72	746.48	1.76	2.67
r	783.13	773.89	772.95	772.89	772.75	772.69	10.38	1.20
r	773.89	772.39	771.45	771.39	771.25	771.19	2.64	1.20
3	772.39	770.73	771.39	769.73	771.19	769.53	1.20	1.20
3	770.73	772.00	769.73	769.28	769.53	769.08	1.20	2.92
)	772.00	771.00	769.28	769.14	769.08	768.94	2.92	2.06
2	771.00	772.14	769.14	768.54	768.94	768.34	2.06	3.80
2	772.14	773.18	768.54	768.40	768.34	768.20	3.80	4.98
3	773.18	773.81	768.40	767.90	768.20	767.70	4.98	6.11
4	773.81	772.20	767.90	767.45	767.70	767.25	6.11	4.95
5	772.20	769.70	767.45	767.13	767.25	766.93	4.95	2.77
5	769.70	767.91	767.13	766.82	766.93	766.62	2.77	1.29
7	767.91	767.15	766.82	766.15	766.62	765.95	1.29	1.20
3	767.15	766.19	766.15	765.19	765.95	764.99	1.20	1.20
3	766.19	765.21	765.19	764.21	764.99	764.01	1.20	1.20
0	765.21	764.13	764.21	763.13	764.01	762.93	1.20	1.20
1	764.13	763.67	763.13	762.67	762.93	762.47	1.20	1.20
2	763.67	760.57	762.67	759.57	762.47	759.37	1.20	1.20
3	760.57	758.00	759.57	757.00	759.37	756.80	1.20	1.20
4	758.00	757.43	757.00	756.43	756.80	756.23	1.20	1.20
5	757.43	755.49	756.43	754.49	756.23	754.29	1.20	1.20
5	755.49	753.72	754.49	752.72	754.29	752.52	1.20	1.20
7	753.72	753.12	752.72	752.12	752.52	751.92	1.20	1.20
8	753.12	752.37	752.12	751.37	751.92	751.17	1.20	1.20
9	752.37	751.56	751.37	750.56	751.17	750.36	1.20	1.20
0	751.56	750.75	750.56	749.75	750.36	749.55	1.20	1.20
1	750.75	749.86	749.75	748.86	749.55	748.66	1.20	1.20
2	749.86	749.15	748.86	748.15	748.66	747.95	1.20	1.20
3	749.15	748.10	746.68	746.55	746.43	746.30	2.72	1.80
4	783.13	779.90	778.96	778.90	778.76	778.70	4.36	1.20
5	779.90	779.34	778.90	778.17	778.70	777.97	1.20	1.37
6	779.34	778.76	778.17	777.39	777.97	777.19	1.37	1.57
7	778.76	777.97	777.39	776.57	777.19	776.37	1.57	1.60
8	777.97	777.29	776.57	776.13	776.37	775.93	1.60	1.36
9	777.29	776.28	776.13	775.28	775.93	775.08	1.36	1.20
i0	776.28	775.25	775.28	774.25	775.08	774.05	1.20	1.20
i1	775.25	773.28	774.25	772.28	774.05	772.08	1.20	1.20
i2	773.28	770.77	772.28	769.77	772.08	769.57	1.20	1.20
i3	770.77	769.62	769.77	768.62	769.57	768.42	1.20	1.20



	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
4	769.62	768.61	768.62	767.61	768.42	767.41	1.20	1.20
5	768.61	767.00	767.61	766.00	767.41	765.80	1.20	1.20
6	767.00	766.66	766.00	765.66	765.80	765.46	1.20	1.20
7	766.66	763.54	765.66	762.54	765.46	762.34	1.20	1.20
8	763.54	760.00	762.54	759.00	762.34	758.80	1.20	1.20
9	760.00	759.62	759.00	758.62	758.80	758.42	1.20	1.20
0	759.62	757.00	758.62	756.00	758.42	755.80	1.20	1.20
1	757.00	754.78	756.00	753.78	755.80	753.58	1.20	1.20
2	754.78	753.87	753.78	752.87	753.58	752.67	1.20	1.20
3	753.87	753.25	752.87	752.25	752.67	752.05	1.20	1.20
4	753.25	752.50	752.25	751.50	752.05	751.30	1.20	1.20
5	752.50	751.65	751.50	750.65	751.30	750.45	1.20	1.20
6	751.65	750.30	750.65	749.30	750.45	749.10	1.20	1.20
7	750.30	749.45	749.30	748.45	749.10	748.25	1.20	1.20
8	749.45	748.53	748.45	747.53	748.25	747.33	1.20	1.20
9	789.36	788.55	787.60	787.55	787.40	787.35	1.96	1.20
0	788.55	786.10	785.13	785.10	784.93	784.90	3.62	1.20
1	786.10	785.18	784.22	784.18	784.02	783.98	2.08	1.20
2	785.18	783.53	784.18	782.53	783.98	782.33	1.20	1.20
3	783.53	782.13	782.53	781.13	782.33	780.93	1.20	1.20
4	782.13	780.89	781.13	779.89	780.93	779.69	1.20	1.20
5	780.89	780.09	779.89	779.09	779.69	778.89	1.20	1.20
6	780.09	778.86	779.09	777.86	778.89	777.66	1.20	1.20
7	778.86	777.59	777.86	776.59	777.66	776.39	1.20	1.20
8	777.59	776.07	776.59	775.07	776.39	774.87	1.20	1.20
9	776.07	775.00	775.07	774.00	774.87	773.80	1.20	1.20
0	775.00	772.92	774.00	771.92	773.80	771.72	1.20	1.20
1	772.92	770.67	771.92	769.67	771.72	769.47	1.20	1.20
2	770.67	770.11	769.67	769.11	769.47	768.91	1.20	1.20
3	770.11	766.50	769.11	765.50	768.91	765.30	1.20	1.20
4	766.50	762.44	765.50	761.44	765.30	761.24	1.20	1.20
5	762.44	761.75	761.44	760.75	761.24	760.55	1.20	1.20
6	761.75	758.63	760.75	757.63	760.55	757.42	1.20	1.20
7	758.63	755.86	757.63	754.86	757.42	754.66	1.20	1.20
8	755.86	754.65	754.86	753.65	754.66	753.45	1.20	1.20
9	754.65	754.01	753.65	753.01	753.45	752.81	1.20	1.20
0	754.01	753.21	753.01	752.21	752.81	752.01	1.20	1.20
1	753.21	752.42	752.21	751.42	752.01	751.22	1.20	1.20
2	752.42	750.88	751.42	749.88	751.22	749.68	1.20	1.20
3	750.88	749.64	749.88	748.64	749.68	748.44	1.20	1.20
4	749.64	748.75	748.64	747.75	748.44	747.55	1.20	1.20
5	786.18	786.70	785.18	785.11	784.98	784.91	1.20	1.79
6	786.70	786.50	785.11	784.08	784.91	783.88	1.79	2.62
7	786.50	786.15	784.08	783.12	783.88	782.92	2.62	3.23
8	786.15	785.58	783.12	782.40	782.92	782.20	3.23	3.38
9	785.58	785.06	782.40	781.76	782.20	781.56	3.38	3.50
00	785.06	784.14	781.76	781.25	781.56	781.05	3.50	3.09

PUNK NO.	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
101	784.14	782.62	781.25	780.76	781.05	780.56	3.09	2.06
102	782.62	781.21	780.76	780.21	780.56	780.01	2.06	1.20
103	781.21	780.19	780.21	779.19	780.01	778.99	1.20	1.20
104	780.19	778.50	779.19	777.50	778.99	777.30	1.20	1.20
105	778.50	776.60	777.50	775.60	777.30	775.40	1.20	1.20
106	776.60	775.20	775.60	774.20	775.40	774.00	1.20	1.20
107	775.20	773.09	774.20	772.09	774.00	771.89	1.20	1.20
108	773.09	772.00	772.09	771.00	771.89	770.80	1.20	1.20
109	772.00	769.05	771.00	768.05	770.80	767.85	1.20	1.20
110	769.05	765.30	768.05	764.30	767.85	764.10	1.20	1.20
111	765.30	764.91	764.30	763.91	764.10	763.71	1.20	1.20
112	764.91	761.75	763.91	760.75	763.71	760.55	1.20	1.20
113	761.75	759.50	760.75	758.50	760.55	758.30	1.20	1.20
114	759.50	757.36	758.50	756.36	758.30	756.16	1.20	1.20
115	757.36	755.54	756.36	754.54	756.16	754.34	1.20	1.20
116	755.54	754.43	754.54	753.43	754.34	753.23	1.20	1.20
117	754.43	753.58	753.43	752.58	753.23	752.38	1.20	1.20
118	753.58	751.60	752.58	750.60	752.38	750.40	1.20	1.20
119	751.60	749.90	750.60	748.90	750.40	748.70	1.20	1.20
120	749.90	749.10	748.90	748.10	748.70	747.90	1.20	1.20
121	786.18	782.22	781.26	781.22	781.06	781.02	5.12	1.20
122	782.22	778.00	777.04	777.00	776.84	776.80	5.38	1.20
123	778.00	777.44	776.51	776.44	776.31	776.24	1.69	1.20
124	777.44	777.50	776.44	775.89	776.24	775.69	1.20	1.81
125	777.50	777.67	775.89	775.31	775.69	775.11	1.81	2.56
126	777.67	777.25	775.31	774.88	775.11	774.68	2.56	2.57
127	777.25	777.57	774.88	774.48	774.68	774.28	2.57	3.29
128	777.57	777.46	774.48	774.18	774.28	773.98	3.29	3.48
129	777.46	777.33	774.18	773.87	773.98	773.67	3.48	3.66
130	777.33	777.31	773.87	773.53	773.67	773.33	3.66	3.98
131	777.31	776.57	773.53	773.25	773.33	773.05	3.98	3.52
132	776.57	776.50	773.25	772.99	773.05	772.79	3.52	3.71
133	776.50	776.31	772.99	772.74	772.79	772.54	3.71	3.77
134	776.31	775.48	772.74	772.53	772.54	772.33	3.77	3.14
135	775.48	773.24	772.53	772.24	772.33	772.04	3.14	1.20
136	773.24	771.85	772.24	770.85	772.04	770.65	1.20	1.20
137	771.85	768.46	770.85	767.46	770.65	767.26	1.20	1.20
138	768.46	765.39	767.46	764.39	767.26	764.19	1.20	1.20
139	765.39	765.00	764.39	764.00	764.19	763.80	1.20	1.20
140	765.00	762.65	764.00	761.65	763.80	761.45	1.20	1.20
141	762.65	760.28	761.65	759.28	761.45	759.08	1.20	1.20
142	760.28	758.50	759.28	757.50	759.08	757.30	1.20	1.20
143	758.50	757.37	757.50	756.37	757.30	756.17	1.20	1.20
144	757.37	755.92	756.37	754.92	756.17	754.72	1.20	1.20
145	755.92	754.58	754.92	753.58	754.72	753.38	1.20	1.20
146	754.58	754.01	753.58	753.01	753.38	752.81	1.20	1.20
147	754.01	752.17	753.01	751.17	752.81	750.97	1.20	1.20

INK NO.	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
148	752.17	750.00	751.17	749.00	750.97	748.80	1.20	1.20
149	750.00	750.00	749.00	748.79	748.80	748.59	1.20	1.41
150	755.14	753.04	754.14	752.04	753.94	751.84	1.20	1.20
151	753.04	751.46	752.04	750.46	751.84	750.26	1.20	1.20
152	751.46	750.00	750.46	749.00	750.26	748.80	1.20	1.20
153	750.00	749.12	749.00	748.12	748.80	747.92	1.20	1.20
154	749.12	749.14	748.12	748.03	747.87	747.78	1.25	1.36
155	749.14	750.00	748.03	747.93	747.78	747.68	1.36	2.32
156	750.00	749.13	747.93	747.86	747.68	747.61	2.32	1.52
157	749.13	749.10	747.86	747.79	747.61	747.54	1.52	1.56
158	749.10	749.01	747.79	747.73	747.54	747.48	1.56	1.53
159	749.01	748.75	747.73	747.67	747.48	747.42	1.53	1.33
160	748.75	748.64	747.67	747.63	747.37	747.33	1.38	1.31
161	748.64	748.53	747.63	747.53	747.33	747.23	1.31	1.30
162	748.53	748.21	747.53	747.21	747.23	746.91	1.30	1.30
163	748.21	748.10	747.21	747.10	746.91	746.80	1.30	1.30

NODE NO.	INPUT (LPS)	GROUND ELEV (M)	EXCAVATION DEPTH (M)	DISTANCE HIGH INVERT TO LOW INVERT (M)
294	0.00	758.00	1.65	0.00
302	0.62	757.50	1.20	0.00
314	0.25	757.02	1.20	0.00
327	0.13	754.55	1.20	0.00
328	0.10	753.86	1.20	0.00
337	0.74	753.22	1.20	0.00
361	0.13	751.47	1.20	0.00
362	0.13	750.59	1.20	0.00
374	0.35	750.10	1.20	0.00
387	0.13	749.86	1.31	0.00
402	0.15	749.56	1.28	0.00
411	1.17	749.21	1.24	0.00
425	0.55	748.70	1.20	0.00
438	0.18	748.15	1.20	0.00
439	0.19	748.48	1.76	0.00
452	0.10	748.21	1.30	0.00
454	0.11	748.64	1.31	0.00
456	0.12	749.01	1.53	0.00
458	0.13	749.13	1.52	0.00
460	0.11	749.14	1.36	0.00
201	0.00	783.13	10.38	0.00
200	0.00	773.89	2.64	1.44
205	0.72	772.39	1.20	0.00
215	0.08	770.73	1.20	0.00
222	0.22	772.00	2.92	0.00
221	0.14	771.00	2.06	0.00

GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
UPSTRM	DNSTRM	UPSTRM	DNSTRM	UPSTRM	DNSTRM	UPSTRM	DNSTRM
(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)
232	0.04	772.14		3.80		0.00	
233	0.34	773.18		4.98		0.00	
243	0.15	773.81		6.11		0.00	
249	0.34	772.20		4.95		0.00	
260	0.13	769.70		2.77		0.00	
266	0.35	767.91		1.29		0.00	
277	0.13	767.15		1.20		0.00	
283	0.34	766.19		1.20		0.00	
296	0.13	765.21		1.20		0.00	
304	0.04	764.13		1.20		0.00	
316	0.37	763.67		1.20		0.00	
330	0.17	760.57		1.20		0.00	
339	0.22	758.00		1.20		0.00	
350	0.39	757.43		1.20		0.00	
363	0.39	755.49		1.20		0.00	
376	0.30	753.72		1.20		0.00	
389	0.11	753.12		1.20		0.00	
393	0.31	752.37		1.20		0.00	
404	0.12	751.56		1.20		0.00	
413	0.40	750.75		1.20		0.00	
427	0.40	749.86		1.20		0.00	
440	0.40	749.15		2.72		1.52	
451	-46.81	748.10		1.30		0.00	
100	0.00	783.13		4.36		0.00	
206	0.56	779.90		1.20		0.00	
216	0.12	779.34		1.37		0.00	
223	0.45	778.76		1.57		0.00	
234	0.40	777.97		1.60		0.00	
244	0.13	777.29		1.36		0.00	
251	0.38	776.28		1.20		0.00	
261	0.13	775.25		1.20		0.00	
268	0.38	773.28		1.20		0.00	
278	0.13	770.77		1.20		0.00	
285	0.38	769.62		1.20		0.00	
297	0.13	768.61		1.20		0.00	
305	0.30	767.00		1.20		0.00	
318	0.44	766.66		1.20		0.00	
332	0.16	763.54		1.20		0.00	
341	0.27	760.00		1.20		0.00	
352	0.18	759.62		1.20		0.00	
365	0.43	757.00		1.20		0.00	
378	0.11	754.78		1.20		0.00	
499	0.10	753.87		1.20		0.00	
395	0.35	753.25		1.20		0.00	
405	0.11	752.50		1.20		0.00	
415	0.43	751.65		1.20		0.00	
429	0.42	750.30		1.20		0.00	

K	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
442		0.42	749.45		1.20		0.00	
453		0.14	748.53		1.30		0.10	
209		0.00	789.36		1.96		0.00	
208		0.00	788.55		3.62		2.42	
217		0.00	786.10		2.08		0.88	
225		0.67	785.18		1.20		0.00	
502		0.11	783.53		1.20		0.00	
236		0.31	782.13		1.20		0.00	
245		0.11	780.89		1.20		0.00	
253		0.38	780.09		1.20		0.00	
262		0.13	778.86		1.20		0.00	
270		0.39	777.59		1.20		0.00	
279		0.13	776.07		1.20		0.00	
287		0.38	775.00		1.20		0.00	
298		0.13	772.92		1.20		0.00	
307		0.30	770.67		1.20		0.00	
320		0.42	770.11		1.20		0.00	
333		0.19	766.50		1.20		0.00	
343		0.28	762.44		1.20		0.00	
354		0.44	761.75		1.20		0.00	
367		0.44	758.63		1.20		0.00	
380		0.36	755.86		1.20		0.00	
500		0.10	754.65		1.20		0.00	
397		0.36	754.01		1.20		0.00	
406		0.11	753.21		1.20		0.00	
417		0.44	752.42		1.20		0.00	
431		0.44	750.88		1.20		0.00	
444		0.44	749.64		1.20		0.00	
455		0.12	748.75		1.38		0.18	
202		0.00	786.18		1.20		0.00	
210		0.40	786.70		1.79		0.00	
218		0.11	786.50		2.62		0.00	
227		0.20	786.15		3.23		0.00	
503		0.12	785.58		3.38		0.00	
238		0.17	785.06		3.50		0.00	
246		0.11	784.14		3.09		0.00	
255		0.12	782.62		2.06		0.00	
263		0.13	781.21		1.20		0.00	
272		0.13	780.19		1.20		0.00	
280		0.13	778.50		1.20		0.00	
289		0.25	776.60		1.20		0.00	
299		0.13	775.20		1.20		0.00	
309		0.17	773.09		1.20		0.00	
322		0.30	772.00		1.20		0.00	
334		0.19	769.05		1.20		0.00	
345		0.16	765.30		1.20		0.00	
356		0.32	764.91		1.20		0.00	

K	GROUND ELEV		CROWN ELEV		INVERT ELEV		EXCAVATION DEPTH	
	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)	UPSTRM (M)	DNSTRM (M)
369		0.44	761.75		1.20		0.00	
382		0.36	759.50		1.20		0.00	
501		0.10	757.36		1.20		0.00	
399		0.38	755.54		1.20		0.00	
407		0.11	754.43		1.20		0.00	
419		0.44	753.58		1.20		0.00	
433		0.45	751.60		1.20		0.00	
446		0.44	749.90		1.20		0.00	
457		0.13	749.10		1.56		0.36	
101		0.00	786.18		5.12		0.00	
102		0.00	782.22		5.38		4.18	
203		0.00	778.00		1.69		0.49	
212		0.81	777.44		1.20		0.00	
219		0.11	777.50		1.81		0.00	
229		0.37	777.67		2.56		0.00	
504		0.11	777.25		2.57		0.00	
240		0.35	777.57		3.29		0.00	
247		0.11	777.46		3.48		0.00	
257		0.40	777.33		3.66		0.00	
264		0.13	777.31		3.98		0.00	
274		0.38	776.57		3.52		0.00	
281		0.13	776.50		3.71		0.00	
291		0.25	776.31		3.77		0.00	
300		0.13	775.48		3.14		0.00	
311		0.16	773.24		1.20		0.00	
324		0.29	771.85		1.20		0.00	
335		0.19	768.46		1.20		0.00	
347		0.16	765.39		1.20		0.00	
358		0.31	765.00		1.20		0.00	
371		0.19	762.65		1.20		0.00	
384		0.14	760.28		1.20		0.00	
390		0.07	758.50		1.20		0.00	
401		0.10	757.37		1.20		0.00	
408		0.13	755.92		1.20		0.00	
421		0.06	754.58		1.20		0.00	
422		0.14	754.01		1.20		0.00	
435		0.20	752.17		1.20		0.00	
448		0.19	750.00		1.20		0.00	
459		0.13	750.00		2.32		0.90	
410		7.58	755.14		1.20		0.00	
424		0.36	753.04		1.20		0.00	
437		0.43	751.46		1.20		0.00	
450		0.30	750.00		1.20		0.00	
461		0.11	749.12		1.25		0.05	

### **6.10 Conexiones Domiciliarias de desagüe**

Las conexiones domiciliarias de desagüe tendrán una pendiente mínima uniforme mínima entre la caja de registro y el empalme al colector de servicio 15 o/oo ( quince por mil ).

Los componentes de una conexión domiciliaria de desagüe son:

1. Caja de registro
2. Tubería de descarga
3. Elemento de empotramiento

#### **a- Caja de registro**

La constituye una caja de registro de concreto  $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$  conformada por módulos pre-fabricados . El acabado interior de la caja de reunión deberá ser de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3.

El módulo base tendrá su fondo en forma de media caña.

La caja de la tapa de registro, además de ser normalizada, deberá también cumplir con las condiciones exigidas en "condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de medidor de agua y cajas de registro de desagües". 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- Tubería 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 colector de servicio, se hará en la clave del tubo colector, obteniéndose una descarga con caída libre sobre ésta; para ello se perforará previamente el tubo colector, mediante el uso de Plantillas Metálicas, permitiendo que el tubo cachimba a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar huecos de luz que posteriormente puedan implicar riesgos para el sello hidráulico de la unión.

El acoplamiento será asegurado mediante un resane con 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.

**Condiciones que debe reunir las tapas de las cajas medidor de agua y cajas de registro de desagüe.**

- Resistencia a la abrasión ( desgaste por fricción ).
- Facilidad de operación.
- No propicio al robo.



## **7.0 Sistema de Tratamiento de desagües**

### **7.1 Aspectos generales**

Las aguas residuales deben ser purificadas antes de verterlos en un medio receptor; es decir, en un río, en un lago o en el mar.

#### **Componentes de los desagües**

Medición de los componentes: por su potencial polucional, más que por sus componentes específicos.

Un desagüe se analiza para definir los constituyentes que pueden causar dificultades o influir de una manera u otra en su evacuación, tratamiento y/o disposición final.

Se emplea frecuentemente la palabra “fuerza” o “concentración” de las aguas servidas , para expresar justamente esa potencia de polución o la capacidad de crear problemas en su proceso final de tratamiento y/o disposición.

El desagüe es una mezcla de desechos provenientes de diferente origen : doméstico, industrial, lavado de calles, escorrentía pluvial, infiltración, etc. Por esta razón, el conocimiento de las características del desagüe, variable en la medida de sus orígenes, debe suministrar los datos necesarios para determinar esa “fuerza” o “concentración”; entonces su análisis nos debe mostrar :

- La condición física
- Los índices de significado más importante para determinar el contenido
- Ciertos componentes orgánicos en sus diferentes estados de descomposición y oxigenación

#### **Componentes de los desagües considerados en forma proporcional**

Para un desagüe de concentración promedio y de origen doméstico se obtiene que en los sólidos totales existen las siguientes proporciones :

- a- Materia orgánica 50 % ; Minerales 50 %
- b- Materia sedimentable 20 % y no sedimentable 80 %
- c- Materia sedimentable orgánica 67% y mineral 33 %
- d- Materia no sedimentable 50 % y mineral 50 %

## **Análisis más comunes**

### **a- Análisis Físicos**

#### **Temperatura**

Las medidas de la temperatura son importantes dado que la mayor parte de las reacciones químicas y biológicas están influenciadas en buena proporción por la temperatura, así como los efectos físicos de la sedimentación. También puede ser indicios de descarga de desagües calientes.

Por otra parte, la cantidad de oxígeno y otros gases retenidos disminuyen con el aumento de temperatura.

#### **Color**

El color del desagüe refleja su concentración y condición; por ejemplo : el desagüe séptico es negro o de un color gris muy oscuro. También indica la presencia de desechos coloreados.

#### **Turbiedad**

Su medida muestra, de manera aproximada, la cantidad de materia suspendida.

#### **Olor**

Proporciona una medida valiosa pero superficial de su condición; particularmente indica si el desagüe es fresco, en descomposición, o séptico; también indica la presencia de ciertos desechos industriales.

### **b- Determinaciones de índices significativos y Análisis químicos**

Nos proporciona los datos específicos para conocer la concentración de las aguas negras para regular el funcionamiento de los diferentes procesos de tratamiento para establecer índices de contaminación y de purificación de los cursos de agua, así como datos de interés en la evacuación de los desagües.

Entre estas determinaciones las más importantes son :

- **Demanda bioquímica de oxígeno**

La cantidad de oxígeno que requiere la materia contenida en una muestra de desagüe o aguas contaminadas con el, o en general cualquier agua polucionada, para estabilizarse en un tiempo y temperatura determinados, en condiciones aeróbicas.

Según Streeter y Phelps: “La velocidad de oxidación de la materia orgánica es proporcional a la concentración remanente de sustancia no oxidada, medida en términos de oxidabilidad”.

$$\frac{L_t}{L_0} = 10^{-kt}$$

$$Y = L_0 * (1 - 10^{-kt})$$

$L_0$  = DBO último inicial

$L_t$  = DBO remanente después de un tiempo  $t$

$Y$  = DBO satisfecho después de un tiempo  $t$

- **Estabilidad relativa**

Se define como la relación porcentual del oxígeno disponible al oxígeno requerido para satisfacer la demanda bioquímica de oxígeno.

- **Demanda Química de Oxígeno (DQO) ú Oxígeno Consumido (COD)**

Esta prueba se basa en la digestión química de la muestra de un agente oxidante, como el dicromato de potasio. Esta determinación indica solo una parte de la materia orgánica y la proporción depende del compuesto químico oxidante usado, la estructura de los componentes orgánicos y del procedimiento de análisis.

Esta prueba sirve para estimar la concentración de ciertos desechos industriales y desagües, sobretodo cuando no se puede determinar la DBO.

- Una gran limitación del test de DQO es que no diferencia la materia orgánica estable de la inestable, y por lo tanto, no puede correlacionar la DQO y la DBO.

- **Oxígeno disuelto**

Los desagües por lo general carecen de oxígeno disuelto; sin embargo se le encuentra en efluentes de plantas de lodos activados y lagunas de oxidación.

Es muy importante esta determinación en cursos de agua contaminados con desagües, conjuntamente con la DBO y estabilidad relativa, pues su ausencia es indicativa de putrefacción.

- **Nitrógeno**

Se pueden hacer 5 tipos de determinaciones de nitrógeno en un análisis de desagües :

1. Nitrógeno amoniacal
2. Nitrógeno albuminado
3. Nitrógeno orgánico
4. Nitritos
5. Nitratos

Reflejan el proceso de la descomposición y también son significativos en relación a la estimación de los constituyentes fertilizantes en el desagüe.

- **Acidez, alcalinidad y concentración del ion hidrógeno**

Su importancia radica en la sensibilidad de los organismos vivos a los cambios de su ambiente y por que la precipitación química en general responde a cambios en "reacción".

- **Grasa**

Los aceites, grasas, ceras, ácidos grasos y algunas otras materias del desagüe son solubles en solventes como el éter.

La materia extraída se le llama grasa. Es de importancia en tratamiento de desagües y en ciertos desechos industriales.

Otras determinaciones aconsejables : cloruros y sulfuros.

## **7.2 Sistemas de tratamiento de desagües**

### **Métodos de tratamiento**

Un desagüe se trata por las siguientes razones :

1. Fundamentalmente porque fuera de zonas áridas los desagües se descargan a los ríos, lagunas, océanos u otros cuerpos de agua. El desagüe emitido a un río significa un peligro potencial de transmisión de enfermedades aguas abajo, hay muchas sustancias tóxicas descargadas en los desechos industriales; hay virus que producen venenos que no pueden determinarse en el laboratorio por que no dan reacción alguna, tal como la hepatitis infecciosa.
2. Por razones de estética, salud y bienestar.

3. Valor de la propiedad y casas a lo largo de ríos, playas y costas afectadas.
4. Para proteger la vida acuática.
5. Uso del agua para otros propósitos como decoración, espejos de agua, etc.
6. Uso del agua con fines de recreación, regatas, natación, etc.
7. Afecta la estructura de los botes, muelles, etc.
8. Para recuperar el desagüe a fin de darle otros usos tales como: recarga de la napa acuífera, irrigación, uso industrial, etc.

El grado de tratamiento depende :

- De la disposición final y del uso del efluente.
- De las características del curso receptor.

Dentro del tratamiento de aguas lo que se trata de buscar es el cambio de sus características y la disminución de su concentración, valores que tendrán que alcanzarse con mayor eficiencia, de acuerdo a las necesidades de modificar estas características. Así entonces, en el tratamiento se busca :

- El cambio de las características físicas
- El cambio de las características químicas y biológicas.

Desde éste ángulo, podemos dividir los procesos de tratamiento en la siguiente forma :

#### **Procesos físicos**

- Desarenadores
- Enrejados o cribas
- Sedimentación simple

#### **Procesos químicos**

- Aereación

- Coagulación
- Desinfección química
- Uso de agentes oxidantes
- Acondicionamiento químico

### Procesos biológicos

#### a- Aeróbicos

Lechos de contacto de diverso tipo :

- En terreno superficial : filtros de agregado fino o de agregado grueso y filtros percoladores
- Procesos de lodos activados y lagunas de estabilización (que comprende actividad aeróbica y anaeróbica)

#### b- Anaeróbicos

Digestión (tratamiento de lodos) :

- Tanques sépticos
- Tanque Imhoff

La selección del proceso de tratamiento está afectado por la evaluación de numerosos factores entre los que se incluye la disposición de lodos y las áreas disponibles en los lugares elegidos, la proximidad de áreas de expansión, las necesidades de orden hidráulico y la topografía, la cantidad y la calidad del lodo para cada proceso y la disponibilidad de personal calificado para la operación del sistema. Otra clasificación en los procesos de tratamiento hace separación entre el tratamiento físico y químico y en el tratamiento biológico.

En líneas generales, al primero se le da la denominación de tratamiento primario y al segundo de tratamiento secundario, siendo el tratamiento químico generalmente para acondicionar, ayudar en la eficiencia o complemento de estos procesos.

En el tratamiento primario encontramos lo siguiente :

### **Separación de los sólidos suspendidos del desagüe líquido**

#### **a- Materia gruesa, suspendida y flotante:**

- Por rejillas o cribas
- Por trituración o desmenuzamiento de sólidos

#### **b- Grasas y aceites por tanques de espumado o flotación, o simplemente el uso del espumado en los tanques de sedimentación**

#### **c- Sólidos sedimentables y finamente divididos :**

- Desarenadores
- Tanques de sedimentación (simple y químico). En el tratamiento secundario generalmente se usa el proceso de sedimentación simple como coadyudante esencial del tratamiento biológico.
- Tanques sépticos
- Filtros de arena magnetita o carbón

En el proceso secundario el proceso de cambio de características es aeróbico-biológico y comprende la separación y estabilización de la materia orgánica en suspensión coloidal y en solución y se puede incluir lo siguiente:

#### **a- Filtración**

La remoción y la estabilización tienen lugar por tamizado y contacto con organismos vivos que cubren el suelo y los granos finos. La descomposición es aeróbica y se mantiene por trabajo intermitente.

- Vertimiento en la tierra con irrigación superficial y sub-superficial.
- Filtros intermitentes de arena

#### **b- Tratamiento por contacto**

La estabilización y remoción de la materia orgánica tiene lugar por contacto con una materia gelatinosa de organismos vivos que cubren el medio de contacto fijo.

- Lechos de contacto de piedra de llenado y vaceado.

- Lechos de percolación llamados filtros percoladores o biofiltros.

### c- Zanjas de oxidación, Acreación y Fotosíntesis

#### Lagunas de estabilización

Además de los procesos de tratamiento mencionados hay otros que son facultativos, tanto en el tratamiento primario como en el secundario, que incluyen :

- Destrucción de organismos vivos potencialmente peligrosos por agentes químicos desinfectantes.
- Control de olor por oxidación de sustancias olorosas, tales como el sulfuro de hidrógeno.

#### Factores físicos, químicos y biológicos que intervienen en el proceso de depuración en las lagunas de estabilización

Los fenómenos básicos responsables por la depuración de residuos orgánicos en una laguna son : su disolución en el agua, su biooxidación aeróbica por causa del oxígeno disuelto en el agua y su estabilización cuando el oxígeno existente se vuelve insuficiente.

Desde el siglo XVIII se sabe que la composición química de la atmósfera terrestre es mantenida prácticamente constante, gracias a la actividad permanente de los dos grupos fundamentales de organismos que pueblan la tierra : los seres que producen oxígeno y los que lo consumen. El sistema se basa en dos principios biológicos fundamentales : respiración y fotosíntesis.

Se establece así en la naturaleza (en la atmósfera o en el interior de una laguna ) una especie de círculo vicioso en el que los organismos fotosintetizantes sintetizan la materia orgánica, liberando oxígeno en el medio, y los organismos heterotróficos alimentándose de materia orgánica, utilizan oxígeno para su oxidación y liberación de la energía que necesitan y desprenden, como subproducto de esa actividad, gas carbónico necesario para la fotosíntesis.

#### Respiración

No es nada más que el resultado o una parte integrante del proceso general de nutrición. Las finalidades de la nutrición son la obtención de material, no solo para permitir el crecimiento y reproducción del ser vivo, sino también como fuente de energía para las actividades desarrolladas por el organismo. Es por esta razón que el material sintetizado por los organismos autotróficos o el asimilado por los organismos heterotróficos, está siempre constituido por moléculas de elevado grado de



organización y complejidad, o sea, moléculas de alto contenido de energía potencial. Pues bien, el mecanismo respiratorio constituye exactamente la etapa del proceso general de la nutrición a través del cual esa energía potencial es colocada a disponibilidad, de modo a ser utilizada por el organismo en la realización de sus actividades motoras. Se trata así de un proceso de combustión.

En esa combustión como en todo procesos de oxidación, el principal fenómeno químico que ocurre no es, en realidad, el de la introducción de oxígeno en la molécula del combustible sino más bien, el del retiro de átomos de hidrógeno de esas moléculas hacia otros compuestos que reciben la denominación genérica de aceptores de hidrógeno. Ese aceptor de hidrógeno puede ser, por ejemplo, el oxígeno atmosférico, que se transforma en agua, como ocurre en el proceso particular denominado respiración aeróbica :



Las bacterias que habitan los ambientes contaminados pueden recurrir a otros tipos de aceptores de hidrógeno cuando el oxígeno se vuelve escaso en el medio. Entre tanto, sólo lo hacen en este tipo de eventualidad, pues, existiendo oxígeno, dan preferencia al proceso aeróbico, ya que descomponiendo la materia orgánica hasta gas carbónico ( por lo tanto hasta su completa estabilización ) es este el proceso que permite mayor aprovechamiento energético, o mayor rendimiento térmico. Existiendo, entre tanto, falta de oxígeno libre, algunas bacterias del medio pasan a utilizar otros aceptores, en la siguiente secuencia :

- a- Nitratos : transfiriendo el hidrógeno de los compuestos orgánicos a los nitratos presentes en el medio, estos son reducidos a nitritos. De esta reacción resulta la liberación de energía, aunque en cantidades menores que las que pueden ser obtenidas cuando se utiliza oxígeno.
- b- Sulfatos : son reducidos a sulfitos con producción de energía en cantidad menor que por el proceso anterior. Cuando ocurre esta transformación, el gas sulfúrico desprendido es responsable por la producción de olores desagradables, así como la reducción del pH del medio, estableciéndose así las condiciones sépticas que son siempre indeseables.
- c- Gas carbónico : éste es reducido a metano, por la actividad de ciertas bacterias que reciben la denominación de bacterias metánicas o metanobacterias. La utilización del CO<sub>2</sub> como aceptor de hidrógeno es la que produce menor cantidad de energía. Los compuestos utilizados como combustibles o proporcionadores de hidrógeno, esto es, los compuestos que son oxidados en este proceso de respiración son, frecuentemente, ácidos orgánicos resultantes en la etapa anterior, o sea de la actividad de las bacterias productoras de condiciones sépticas. Siempre que existe, en tanto, un equilibrio perfecto en la producción de ácidos por estas y su inmediata transformación en metano por las bacterias metanizac, no habrá desprendimiento de

olores desagradables que son debidos al  $H_2S$  y a varios compuestos orgánicos que solamente se forman en medios ácidos, tales como las mercaptanas, indois, nitrilas, fosfinas y otros. Así, la principal preocupación es mantener un pH superior a 7 y una rica flora de metanobacterias activas. De esa manera, el gas sulfúrico, en medios ligeramente alcalinos, es sustituido por sulfhidrilos, y la materia fosfórica da origen a fosfitos y fosfatos, los cuales se incorporan al fango que se depositan en el fondo.

El fenómeno básico en todo proceso de depuración biológica es la respiración. En el caso de tratamiento aeróbico-anaeróbico, prevalece la respiración anaeróbica con la consecuente producción de gases combustibles, orgánicos, como subproductos; en el caso de tratamiento aeróbico, los subproductos son el agua y el gas carbónico. Aun en el proceso de la floculación biológica, de importancia fundamental en este último caso, la formación de flóculos es consecuencia de un desequilibrio útil entre los fenómenos de nutrición y de respiración.

Las materia orgánica del desagüe sirven de alimento a bacterias aeróbicas y anaeróbicas. Si la carga lanzada al agua ( a una laguna, por ejemplo ) no fuese muy elevada, el gran número de bacterias que se formaría, por la rápida reproducción, en vista de la gran cantidad de alimento, tendrá suficiente oxígeno disuelto para su respiración y, en este caso, se tendrá una laguna aeróbica. Cuando, por otro lado, la carga introducida es muy grande en relación al volumen de oxígeno disuelto, las necesidades respiratorias, que son proporcionales al consumo de materia orgánica, conducen a la extinción total del oxígeno del medio, resultando de ello la parición de condiciones anaeróbicas. Existiendo nitratos en esa laguna, aún estos podrán ser utilizados en lugar de oxígeno, en su ausencia; sin embargo ciertas bacterias sulfato reductoras recurren a los sulfatos reduciéndolos a sulfitos, en medio ácido. Si fuera posible mantener las condiciones alcalinas, o un equilibrio tal que los productores de la descomposición ácida sean rápidamente transformados por otras bacterias en metano, y los mismos sulfitos sean oxidados a azufre por sulfobacterias o aun, transformados en otros compuestos solubles en pH elevado, es posible mantener una laguna anaeróbica. sin los inconvenientes de una descomposición séptica.

La respiración anaeróbica es encontrada como procesos predominante en las llamadas lagunas anaeróbicas, pero también existe, casi siempre, en el seno del fango depositado en el fondo de las lagunas de fotosíntesis, lo que hace, en general, que tales lagunas sean denominadas lagunas facultativas, preferentemente a la laguna aeróbica, a pesar de que sus aguas son, frecuentemente, supersaturadas de oxígeno de origen fotosintético. Lagunas estrictamente aeróbicas pueden ser obtenidas solamente cuando se adoptan precauciones adecuadas en el sentido de impedir la sedimentación del fango orgánico a través de agitación artificial, o por los mismos vientos.

## Fotosíntesis

Es un proceso particular de nutrición. Vimos anteriormente que una de las principales finalidades de la nutrición es la obtención de material de reserva de energía potencial. Cuanto más complejas son las moléculas tanto mayor es la energía que almacenan; por otra parte, tanto mayor será la cantidad de energía necesaria para su síntesis. La obtención de esas moléculas complejas puede, pues, ser realizada de dos maneras: una, a través del llamado proceso de digestión; esto es, de la ingestión y subsecuentes transformaciones de moléculas ya complejas obtenidas del medio; la otra, a través de la síntesis de esas moléculas por los organismos mismos. En el primer caso, el organismo ( denominado heterotrófico) debe alimentarse de otros organismos vivos, afin de obtener las moléculas complejas ya formadas; en el segundo caso, el organismo ( autotrófico ) deberá disponer de una fuente energética capaz de proporcionarle energía indispensable para la síntesis o para la construcción de esas moléculas. Los vegetales verdes, que están en este segundo caso utilizan como fuente de energía la luz solar ( o artificial ) a través de un proceso llamado fotosíntesis, para cuya realización dependen de la presencia de un pigmento verde, la clorofila, que es el elemento capaz de transformar la energía luminosa en energía química, utilizable en el proceso de síntesis. Sucede que, incidentalmente, en la mayoría de los casos ( pero no en todos ) la realización de ese procesos conduce a la producción de oxígeno, como sub-producto, el cual eventualmente, puede ser consumido por la respiración aeróbica del propio vegetal y de los otros seres aeróbicos que lo rodean :



Las algas, que son vegetales clorofilados acuáticos, realizan fotosíntesis, contribuyendo de esta manera al enriquecimiento del medio en oxígeno, de la misma manera como las plantas terrestres ayudan a la oxigenación del aire atmosférico. la difusión del oxígeno a partir de la atmósfera, a través de la superficie líquida, puede llegar a ser predominante en aguas dotadas de gran turbulencia y pobres en algas y tendría importancia en las lagunas en las que la dilución es muy grande y que denominamos lagunas de dilución, o en algunas aereadas por procesos mecánicos, pero es muy lenta y llega a perder cualquier significado en las lagunas de fotosíntesis. En estas, la cantidad de oxígeno producidas por fotosíntesis es de un orden tal, que mantienen, algunas veces, las aguas de la laguna rica en oxígeno disuelto y, frecuentemente, supersaturadas de ese elemento, de modo que, aun, imposibilita la penetración del oxígeno proveniente del aire atmosférico, y entonces el proceso se invierte, pasando la laguna a proporcionar oxígeno al ambiente aéreo.

La materia orgánica lanzada bajo la forma de desagüe a la laguna aeróbica es consumida, como alimento, en el procesos de nutrición heterotrófica de las bacterias allí existentes. Siendo estas aeróbicas, consumen en su respiración, el oxígeno existente en el medio, proporcionando a este el  $\text{CO}_2$  resultante de ese proceso. El  $\text{CO}_2$  constituye la fuente primaria de carbono para la fotosíntesis, que es realizada por las algas en presencia de luz, construyendo las materias orgánicas necesarias para su

propio desarrollo y liberando, como subproducto, el oxígeno que nuevamente enriquecerá el medio permitiendo la respiración de las bacterias aeróbicas.

La síntesis orgánica conduce, primariamente, a la formación de glucosa. A estas se les deberán unir otros elementos tales como el nitrógeno, fósforo, potasio, calcio, magnesio, azufre, fierro, etc., necesarios para la composición de las moléculas más complejas. El medio deberá, por consiguiente, contener esos elementos, aunque sea en pequeñas concentraciones. Aun, en este punto, por otro lado, el equilibrio biológico es perfecto. En el proceso de respiración, el compuesto oxidado es la glucosa; sin embargo, varios compuestos orgánicos más complejos, presentes en los desagües, son utilizados por las bacterias como fuente de glucosa, resultando de esta transformación el enriquecimiento del medio en varios subproductos que constituyen el origen de todos los elementos necesarios para la fermentación del agua, a fin de permitir el crecimiento de los vegetales fotosintetizantes.

De esa manera, en un sistema bien equilibrado se tendrá una producción del oxígeno, durante el día, suficiente como para permitir la respiración de todas las bacterias y de las mismas algas ( que también respiran ) además de un saldo suficiente para mantener condiciones aeróbicas durante el resto de la noche. Para la obtención de ese equilibrio es necesario, una vez más, que se eviten las sobrecargas, así como la limitación de la luz, que es indispensable para el proceso fotosintético.

Los principales factores físicos a ser considerados en el proceso fotoquímico son, por consiguiente :

#### a- La luz

La luz es originada de las irradiaciones solares y, alcanzando la superficie del agua, la penetra, debiendo alcanzar la máxima profundidad posible. Experiencias realizadas con algas del género Euglena y otras, frecuentes en lagunas de estabilización han demostrado que si la totalidad de las irradiaciones luminosas que alcanzan la superficie del agua en un día claro llegase hasta las algas, estas serían capaces de utilizar como máximo del 5 al 7 % de la intensidad luminosa. En esas condiciones, las algas se encontrarían en el llamado "límite de saturación" y el exceso del luz sería, aun nocivo para su desarrollo. Aun en días lluviosos, la intensidad de luz en la superficie de las aguas puede ser superior al límite de saturación y entonces causarían destrucción de la clorofila. Además de eso, es preciso recordar que ese pequeño porcentaje representa el máximo que puede ser utilizado, para una tasa elevada de fotosíntesis, pero si se considera apenas la energía luminosa que es necesaria para que una tasa de producción de oxígeno sea simplemente superior a la del consumo por respiración de las mismas algas, se comprueba que estas representa apenas el 0.2 a 0.3 % de la intensidad luminosa que, en días claros, alcanza la superficie del agua.

Por otro lado, la mayor parte de esas irradiaciones es reflejada o absorbida por partículas en suspensión o por pigmentos disueltos en el medio acuático, de manera que se puede decir que el ambiente de la laguna es relativamente pobre en luz. La intensidad luminosa, a una profundidad dada puede variar con los siguientes factores locales : latitud y altitud, cobertura de nubes, etc., además de factores intrínsecos a la misma laguna, como profundidad, color del agua, turbidez, espuma, cobertura de hielo, etc. En ciertos lugares, las algas situadas a profundidades mayores de 60 cms. ya no reciben las cantidades de oxígeno suficiente para cubrir sus propias necesidades respiratorias. hablamos entonces de la "profundidad de compensación" que debe ser la profundidad máxima de una laguna, pero que puede variar de dimensión en diferentes épocas del año.

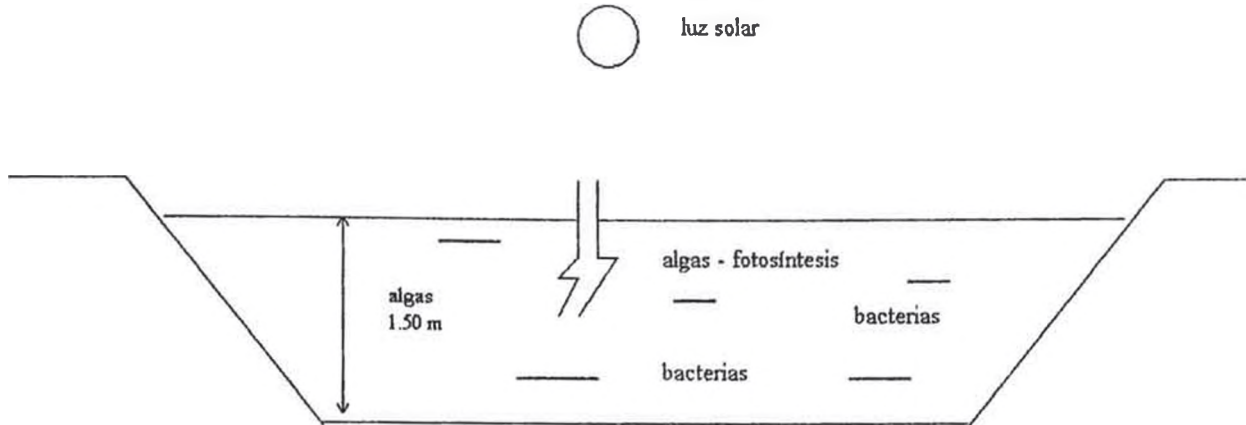
#### **b- Temperatura**

La temperatura ideal para la realización de la fotosíntesis es de 20° C. Temperaturas inferiores a 4° C ó superiores a 35° C pueden ser consideradas nocivas para la realización de la fotosíntesis.

#### **c- Turbulencia**

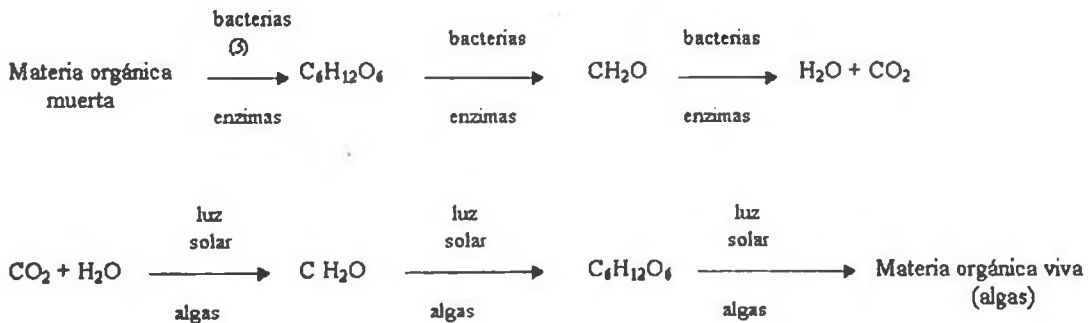
La turbulencia provocada por la acción de los vientos puede tener un significado, como elemento depurador, solamente en lagunas de dilución. En lagunas de fotosíntesis, por otro lado, esa agitación constituye un importante agente mezclador, uniformizando la composición del medio principalmente con relación al oxígeno disuelto, facilitando el acceso de las algas a las regiones más iluminadas, e impidiendo la sedimentación partículas orgánicas de modo a mantenerlas en contacto con las regiones más ricas en oxígeno e impidiendo la formación de un lecho de fango en cuyo interior tendría inicio procesos anaeróbicos, dada la inaccesibilidad del oxígeno. Por otro lado, la agitación y la formación de ondas causadas por el viento, constituyen causa de erosión de las márgenes.

Figura 7.1 Esquema de una laguna de estabilización facultativa



Procesos que se llevan a cabo en una laguna de estabilización facultativa :

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| 1- Sedimentación                                  | 4- Fotosíntesis              |
| 2- Digestión de lodos                             | formación de algas           |
| 3- Estabilización aeróbica de la materia orgánica | producción de O <sub>2</sub> |
| consumo de O <sub>2</sub>                         | consumo de CO <sub>2</sub>   |
| producción de O <sub>2</sub>                      | 5- Remoción de bacterias     |



### 7.3 Selección de la planta de tratamiento de desagües

Se empleará como sistema de tratamiento de desagües a las lagunas de estabilización, por ser la más adecuada para nuestro país, por requerir menor grado de complejidad en su construcción, operaciones sencillas de operación y mantenimiento que podrá ser realizada por personal técnico preparado.

## 7.4 Diseño de la planta de tratamiento de desagües

### 7.41 Pre-tratamiento

#### 7.41.1 Rejas

**Eficiencia de la barra (  $E$  )**

$$E = \frac{a}{a+e}$$

**Velocidad de aproximación (  $v$  )**

$$v = E * V$$

**Area útil (  $Au$  )**

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

**Area total aguas arriba de la reja (  $At$  )**

$$At = \frac{Au}{E}$$

**Pérdida de carga :**

$$hf = \beta * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \text{Sen } \theta * \frac{v^2}{2g}$$

$\beta$  = factor de forma

$\theta$  = ángulo entre la barra y la horizontal

$$hf = \frac{V^2 - v^2}{2g} * 1.143$$

$$V = V'$$

$$V' = 2V$$

**Número de rejas (  $n$  )**

$$B = n * e + (n + 1) * a$$

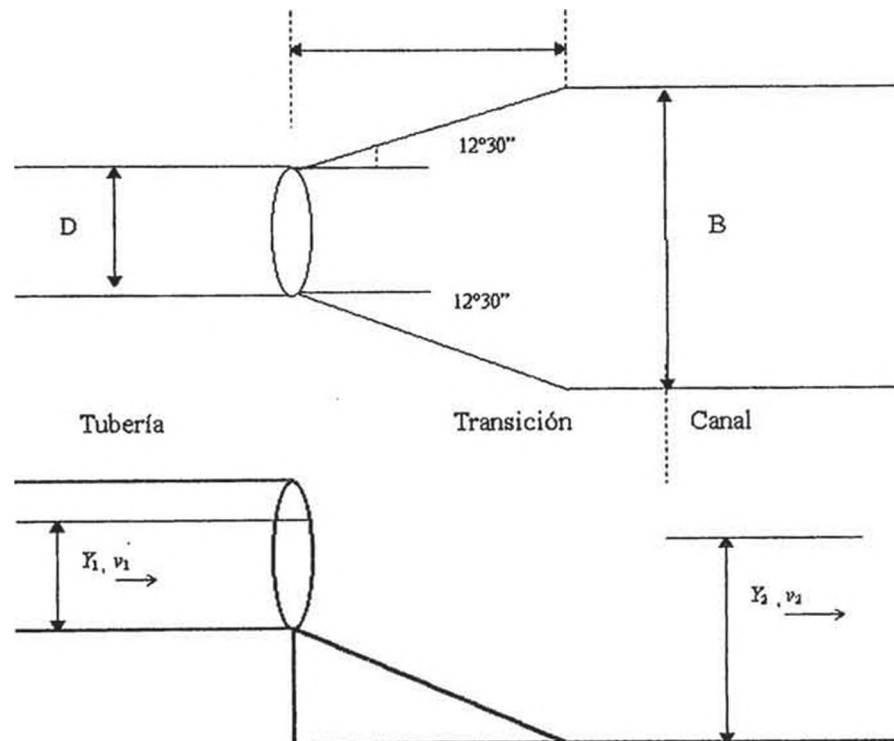
$B$  = ancho del canal

$e$  = espaciamiento

$a$  = abertura

$n$  = numero de rejas

**Transición en la entrada :**



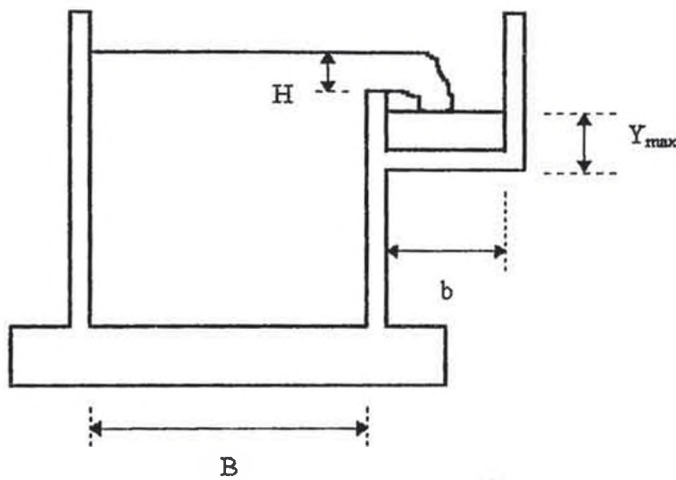
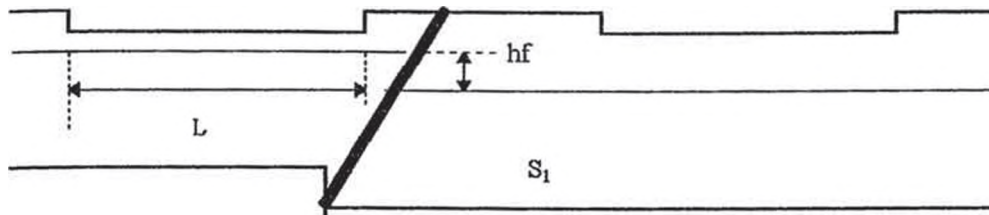
$$L \geq \frac{B - d}{2 * \tan 12^\circ 30'}$$

$$Z = \left\{ \frac{v_1^2}{2g} + Y_1 \right\} - \left\{ \frac{v_2^2}{2g} + Y_2 \right\} - hf$$

donde :

$$hf = 0.1 * \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$





$$Q = 1.71 * L' * H^{3/2}$$

$$L' = L - 0.2 * H$$

$$Q = \frac{A * R h^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$n = 0.013$$

### 7.41.2 Desarenadores

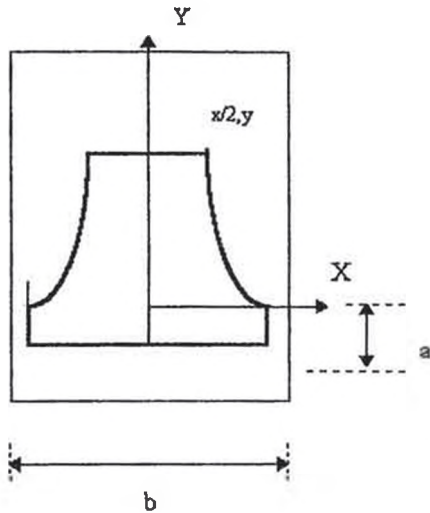
$$Vh = 0.30 \text{ m/s}$$

$$T.A.S. : 600 - 1200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$\text{Por razones prácticas : } L = 25 * H$$

### 7.41.3 Control de velocidad

#### Vertederos proporcionales



$$Q = 2.74 * a^{\frac{1}{2}} * b * \left\{ H - \frac{a}{3} \right\}$$

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \arctan \left( \frac{y}{a} \right)^{\frac{1}{2}}$$

### 7.42 Tratamiento secundario

#### Lagunas facultativas primarias

##### Criterios de diseño :

1. Evitar la presencia de malos olores
2. Remoción de materia orgánica ( 70% - 85% )
3. Remoción de parásitos (  $\approx$  100 %; P.R. = 10 días )

Carga superficial máxima : (  $CS_{max}$  ; Kg DBO/Ha/Día )

$$CS_{max} T^{\circ} = CS_{max} 20^{\circ} * \theta^{(T-20)}$$

Caudal de diseño (  $Qd$  )

$$Qd = \frac{Pob.*dotacion * \%desague}{1000}$$

**Carga superficial de diseño ( CSd )**

$$CSd = CSmax * fseg.$$

$$fseg = 0.80 - 0.90$$

**Periodo se retención ( P.R. )**

$$P. R. = \frac{Vol. unitario}{Qefluente.}$$

$$Qefluente = Qafluente - Qevaporac. - Qinf. + Qprecip. + Qnapa alta$$

**Calidad microbiológica**

**Modelo de dispersión :**

$$\frac{N}{No} = \frac{4 * a * e^{\frac{1}{2*d}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2*d}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2*d}}}$$

$$a = (1 + 4 * Kb * P. R. * d)^{\frac{1}{2}}$$

Cuando  $d < 2$

$$N = \frac{No * 4 * a * e^{\frac{1-a}{2*d}}}{(1+a)^2}$$

$$d = \frac{1158 * (tr * [w + 2 * z])^{0.489} * w^{1.511}}{(T^{\circ}agua + 42.5)^{0.734} * (L * Z)^{1.489}}$$

**Lagunas primarias**

$$Kb = 0.477 * 1.18^{T-20}$$

**Lagunas secundarias**

$$Kb = 0.904 * 1.04^{T-20}$$

**Lagunas terciarias**

$$Kb = 0.811 * 1.09^{T-20}$$

**7.50 .- DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE DESAGÜES :  
RESULTADOS**

## 7.51 : PRETRATAMIENTO DE DESAGUES

### A- SAN MARTIN DE PANGOA

#### Datos de diseño :

Población	9348	hab
Dotación	200	lt/hab*día
Contribución del desague	80,00%	
K <sub>máx</sub>	1,8	
K <sub>mín</sub>	0,5	

#### Diseño de la transición : Emisor - canal

Diámetro del emisor	10,00	pulg
	0,25	m
Base del canal	0,30	m
Longitud	0,11	m

#### Diseño de la cámara de rejillas

Caudal Promedio	17,31	lt/seg
	0,01731	m <sup>3</sup> /seg
Caudal máximo	31,16	lt/seg
	0,03116	m <sup>3</sup> /seg
Caudal mínimo	8,66	lt/seg
	0,00866	m <sup>3</sup> /seg
V <sub>máx</sub>	0,6	m/seg
Area útil	0,05	m <sup>2</sup>
Eficiencia de la barra ( E )	0,8	
a	1	pulg
e	0,25	pulg
Area total	0,06	m <sup>2</sup>
Y	0,17	m
B	0,3	m
n ( concreto )	0,013	
Pendiente ( S )	1,84	o/oo
Radio Hidráulico	0,0796875	m
Veloc. de aproximación (v)	0,48	m/seg

#### Verificación para el caudal mínimo

Q <sub>min</sub>	0,00866	m <sup>3</sup> /seg
S	0,00184	
B	0,3	m
n ( concreto )	0,013	
Y <sub>min</sub>	0,045	m
V <sub>min</sub>	0,641481481	m/seg

#### Pérdida de carga

H <sub>f</sub>		
Fórmula de Kirsmer	0,018	m
V'	1,2	
H <sub>f</sub>		
Fórmula de Metcalf	0,071	m
Número de barras	9	

**Diseño del by-pass**

L	1,00 m
Q/1,71	0,018222222

H	Q/1,71
0,068	0,017973389
0,0683	0,018093532
0,0686	0,018213952
0,0689	0,018334647
0,0692	0,018455617
0,0695	0,018576861
0,0698	0,018698379
0,0701	0,01882017
0,0704	0,018942234
0,0707	0,019064571
0,071	0,019187179

H	0,0686 m
---	----------

**Salida del by-pass**

b	0,20 m
L	4,02 m
Dif. de nivel	0,10 m
Pendiente del by-pass	0,024875622 m/m
	2,49 o/o
K	0,00005294

Y	K'	K
0,01	0,00000000	0,00005294
0,0102	0,00000000	0,00005294
0,0104	0,00000000	0,00005294
0,0106	0,00000000	0,00005294
0,0108	0,00000000	0,00005294
0,011	0,00000000	0,00005294
0,0112	0,00000000	0,00005294
0,0114	0,00000000	0,00005294
0,0116	0,00000000	0,00005294
0,0118	0,00000000	0,00005294
0,012	0,00000000	0,00005294
0,0122	0,00000001	0,00005294
0,0124	0,00000001	0,00005294
0,0126	0,00000001	0,00005294

Y	0,0102 m
---	----------

**Desarenador**

Cálculo de la altura para el caudal mínimo

Q min	8,66 l/sog
-------	------------

a	b
0,05	0,28
0,06	0,22
0,07	0,17
0,08	0,14
0,09	0,12
0,10	0,10

a	0,05 m
b	0,28 m

Cálculo de la altura para el caudal máximo

Q max	31,16 lt/seg
H	0,18 m

Longitud del sedimentador	4,5 m
Velocidad horizontal	0,3 m/seg
Ancho del sedimentador	0,58 m

Cantidad de material retenido

Tasa de acumulación	0,03 lt/m <sup>3</sup>
Caudal diario	1495,58 m <sup>3</sup> /día
Arena diaria	44,87 lt/día
	0,04487 m <sup>3</sup> /día
Dimensiones de la tolva	
Base superior	0,58 m
Base inferior	0,38 m
Altura	0,1 m
Volumen de la tolva	0,216 m <sup>3</sup>
Periodo de limpieza	4,81 días
EL PERIODO DE LIMPIEZA ES	5 DÍAS

Medidor de velocidad

Tipo	Medidor PALMER - BOWLUS		
t = 0,10 m			
b/B	2	3	4
C	1,774	1,734	1,721
t = 0,05 m			
b/B	2	3	4
C	1,790	1,741	1,725
t = 0,00 m			
b/B	2	3	4
C	1,813	1,749	1,729

t	0	
b/B	2	
C	1,813	
b	0,580	m
B	0,29	m

Ecuación de caudal :

Q =	$0,52577 * (Y_n)^{1,5}$
-----	-------------------------



**B- PRETRATAMIENTO DE DESAGUES  
SAN RAMON DE PANGOA**

**Datos de diseño :**

Población	5211	hab
Dotación	200	lt/hab*día
Contribución del desague	80,00%	
K <sub>máx</sub>	1,8	
K <sub>mín</sub>	0,5	

**Diseño de la transición : Emisor - canal**

Diámetro del emisor	10,00	pulg
	0,25	m
Base del canal	0,28	m
Longitud	0,07	m

**Diseño de la cámara de rejillas**

Caudal Promedio	9,65	lt/seg
	0,00965	m <sup>3</sup> /seg
Caudal máximo	17,37	lt/seg
	0,01737	m <sup>3</sup> /seg
Caudal mínimo	4,83	lt/seg
	0,00483	m <sup>3</sup> /seg
V <sub>máx</sub>	0,6	m/seg
Area útil	0,03	m <sup>2</sup>
Eficiencia de la barra ( E )	0,8	
a	1	pulg
e	0,25	pulg
Area total	0,04	m <sup>2</sup>
Y	0,14	m
B	0,28	m
n ( concreto )	0,013	
Pendiente ( S )	1,15	o/oo
Radio Hidráulico	0,07	m
Veloc. de aproximación ( v )	0,48	m/seg

**Verificación para el caudal mínimo**

Q <sub>mín</sub>	0,00483	m <sup>3</sup> /seg
S	0,00115	
B	0,28	m
n ( concreto )	0,013	
Y <sub>mín</sub>	0,045	m
V <sub>mín</sub>	0,38	m/seg

**Pérdida de carga**

H <sub>f</sub>		
Fórmula de Kirsmer	0,02	m
V'	1,2	
H <sub>f</sub>		
Fórmula de Metcalf	0,071	m
Número de barras	8	

**Diseño del by-pass**

L	1,00	m
Q/1,71	0,010157895	

H	Q/1,71
0,045	0,009631855
0,0453	0,009728912
0,0456	0,009826301
0,0459	0,009924021
0,0462	0,01002207
0,0465	0,010120447
0,0468	0,010219152
0,0471	0,010318184
0,0474	0,010417541
0,0477	0,010517223
0,048	0,010617229

H	0,0465	m
---	--------	---

**Salida del by-pass**

b	0,20	m
L	3,93	m
Dif. de nivel	0,10	m
Pendiente del by-pass	0,025445293	m/m
	2,54	o/o
K	0,00000886	

Y	K'	K
0,025	0,00000016	0,00000871
0,0252	0,00000016	0,00000870
0,0254	0,00000017	0,00000870
0,0256	0,00000017	0,00000869
0,0258	0,00000018	0,00000868
0,026	0,00000019	0,00000868
0,0262	0,00000019	0,00000867
0,0264	0,00000020	0,00000866
0,0266	0,00000021	0,00000866
0,0268	0,00000021	0,00000865
0,027	0,00000022	0,00000864
0,0272	0,00000023	0,00000863
0,0274	0,00000024	0,00000863
0,0276	0,00000025	0,00000862

Y	0,0266	m
---	--------	---

**Desarenador**

Cálculo de la altura para el caudal mínimo

Q min	4,83	lit/seg
-------	------	---------

a	b
0,05	0,16
0,06	0,12
0,07	0,10
0,08	0,08
0,09	0,07
0,10	0,06

a	0,05 m
b	0,16 m

Cálculo de la altura para el caudal máximo

Q max	17,37 l/seg
H	0,18 m

Longitud del sedimentador	4,5 m
Velocidad horizontal	0,3 m/seg
Ancho del sedimentador	0,32 m

Cantidad de material retenido

Tasa de acumulación	0,03 l/m <sup>3</sup>
Caudal diario	833,76 m <sup>3</sup> /día
Arena diaria	25,01 l/día
	0,02501 m <sup>3</sup> /día
Dimensiones de la tolva	
Base superior	0,32 m
Base inferior	0,12 m
Altura	0,1 m
Volumen de la tolva	0,099 m <sup>3</sup>
Periodo de limpieza	3,96 días
EL PERIODO DE LIMPIEZA ES	4 DÍAS

Medidor de velocidad

Tipo	Medidor PALMER - BOWLUS
------	-------------------------

t = 0,10 m			
b/B	2	3	4
C	1,774	1,734	1,721
t = 0,05 m			
b/B	2	3	4
C	1,790	1,741	1,725
t = 0,00 m			
b/B	2	3	4
C	1,813	1,749	1,729

t	0	
b/B	2	
C	1,813	
b	0,320	m
B	0,16	m

Ecuación de caudal :

$Q = 0,29008 * (Y_n)^{1,5}$
-----------------------------

**C- PRETRATAMIENTO DE DESAGUES  
ANEXO CHAVINI**

**Datos de diseño :**

Población	840	hab
Dotación	200	lt/hab*dia
Contribución del desague	80,00%	
K <sub>máx</sub>	1,8	
K <sub>mín</sub>	0,5	

**Diseño de la transición : Emisor - canal**

Diámetro del emisor	8,00	pulg
	0,20	m
Base del canal	0,30	m
Longitud	0,23	m

**Diseño de la cámara de rejillas**

Caudal Promedio	1,56	lt/seg
	0,00156	m3/seg
Caudal máximo	2,81	lt/seg
	0,00281	m3/seg
Caudal mínimo	0,78	lt/seg
	0,00078	m3/seg
V <sub>máx</sub>	0,6	m/seg
Area útil	0,00468	m2
Eficiencia de la barra ( E )	0,8	
a	1	pulg
e	0,25	pulg
Area total	0,01	m2
Y	0,07	m
B	0,3	m
n ( concreto )	0,013	
Pendiente ( S )	0,175	o/oo
Radio Hidráulico	0,047727273	m
Veloc. de aproximación (v)	0,48	m/seg

**Verificación para el caudal mínimo**

Q <sub>min</sub>	0,00078	m3/seg
S	0,000175	
B	0,3	m
n ( concreto )	0,013	
Y <sub>min</sub>	0,045	m
V <sub>min</sub>	0,057777778	m/seg

**Pérdida de carga**

H <sub>f</sub>		
Fórmula de Kirsmer	0,018	m
V'	1,2	
H <sub>f</sub>		
Fórmula de Metcalf	0,071	m
Número de barras	9	

**Diseño del by-pass**

L	0,60 m
Q/1,71	0,001643275

H	Q/1,71
0,018	0,001457666
0,0183	0,001494407
0,0186	0,001531458
0,0189	0,001568814
0,0192	0,001606474
0,0195	0,001644436
0,0198	0,001682697
0,0201	0,001721256
0,0204	0,00176011
0,0207	0,001799257
0,021	0,001838695

H	0,0195 m
---	----------

**Salida del by-pass**

b	0,20 m
L	3,39 m
Dif. de nivel	0,10 m
Pendiente del by-pass	0,029498525 m/m
	2,95 ‰
K	0,00000003

Y	K'	K-K
0,0096	0,00000000	0,00000003
0,0098	0,00000000	0,00000003
0,01	0,00000000	0,00000003
0,0102	0,00000000	0,00000003
0,0104	0,00000000	0,00000003
0,0106	0,00000000	0,00000003
0,0108	0,00000000	0,00000003
0,011	0,00000000	0,00000003
0,0112	0,00000000	0,00000003
0,0114	0,00000000	0,00000003
0,0116	0,00000000	0,00000003
0,0118	0,00000000	0,00000003
0,012	0,00000000	0,00000003
0,0122	0,00000001	0,00000002

Y	0,01 m
---	--------

**Desarenador**

Cálculo de la altura para el caudal mínimo

Q min	0,78 lit/seg
-------	--------------

a	b
0,05	0,03
0,06	0,02
0,07	0,02
0,08	0,01
0,09	0,01
0,10	0,01

a	0,05 m
b	0,03 m

Cálculo de la altura para el caudal máximo

Q max	2,81 lt/seg
H	0,15 m

Longitud del sedimentador	3,75 m
Velocidad horizontal	0,3 m/seg
Ancho del sedimentador	0,06 m

Cantidad de material retenido

Tasa de acumulación	0,03 lt/m <sup>3</sup>
Caudal diario	134,78 m <sup>3</sup> /día
Arena diaria	4,04 lt/día
	0,00404 m <sup>3</sup> /día
Dimensiones de la tolva	
Base superior	0,2 m
Base inferior	0,1 m
Altura	0,05 m
Volumen de la tolva	0,028125 m <sup>3</sup>
Periodo de limpieza	6,96 días
EL PERIODO DE LIMPIEZA ES	7 DÍAS

Medidor de velocidad

Tipo	Medidor PALMER - BOWLUS
------	-------------------------

t = 0,10 m			
b/B	2	3	4
C	1,774	1,734	1,721
t = 0,05 m			
b/B	2	3	4
C	1,790	1,741	1,725
t = 0,00 m			
b/B	2	3	4
C	1,813	1,749	1,729

t	0	
b/B	2	
C	1,813	
b	0,200	m
B	0,1	m

Ecuación de caudal :

Q =	0,1813 * ( Yn ) <sup>1,5</sup>
-----	--------------------------------

## 7.52 DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

### **A.- SAN MARTIN DE PANGO**

#### DATOS

POBLACION	9348	Hab.
DOTACION	200	Lt/Hab/Dia
CONTRIBUCION DE DESAGUES	80,00%	
CAUDAL DESAGUE	17,31	LPS
CONTRIBUCION DE D.B.O.	45,00	gr/Hab/dia
T° prom. mes frio	21,70	°C

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA
ENERO	24,80	25,80
FEBRERO	24,60	25,60
MARZO	24,80	25,80
ABRIL	24,00	25,00
MAYO	24,30	25,30
JUNIO	24,10	25,10
JULIO	21,70	22,70
AGOSTO	21,80	22,80
SETIEMBRE	22,70	23,70
OCTUBRE	23,20	24,20
NOVIEMBRE	23,50	24,50
DICIEMBRE	24,70	25,70

#### DISEÑO DE LAGUNAS PRIMARIAS:

VOL. DIARIO	1496	M3/DIA
CARGA	421,00	Kg DBO/ Dia
T° del agua	22,70	°C
CSmax	445,47	Kg DBO/Hab/Ha
Cs diseño	401,00	Kg DBO/Hab/Ha
Area Total requerida	1,00	Ha

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA	Carga Maxima	Carga Aplicada en Kg. DBO / Hab./ Dia		
				Nro. lagunas: 2 1 en limpieza Carga = 842,00	Nro. lagunas: 3 1 en limpieza Carga = 637,88	Nro. lagunas: 4 1 en limpieza Carga = 561,33
ENERO	24,80	25,80	573,65	NO	NO	SI
FEBRERO	24,60	25,60	564,37	NO	NO	SI
MARZO	24,80	25,80	573,65	NO	NO	SI
ABRIL	24,00	25,00	537,41	NO	NO	NO
MAYO	24,30	25,30	550,72	NO	NO	NO
JUNIO	24,10	25,10	541,81	NO	NO	NO
JULIO	21,70	22,70	445,47	NO	NO	NO
AGOSTO	21,80	22,80	449,12	NO	NO	NO
SETIEMBRE	22,70	23,70	483,33	NO	NO	NO
OCTUBRE	23,20	24,20	503,45	NO	NO	NO
NOVIEMBRE	23,50	24,50	515,93	NO	NO	NO
DICIEMBRE	24,70	25,70	568,99	NO	NO	SI



Numero de lagunas:	2	
Area unitaria	0,50	Ha
C.S. aplicada	842,00	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		
Numero de lagunas:	3	
Area unitaria	0,33	Ha
C.S. aplicada	637,88	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		
Numero de lagunas:	4	
Area unitaria	0,25	Ha
C.S. aplicada	561,33	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		

NRO DE LAGUNAS	4	UND
AREA UNITARIA	0,25	HA
RELACION		
LARGO/ANCHO	2	
PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	35,00	MT
LARGO	70,00	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT

RELACION DE LONGITUDES		
ANCHO :		
A- FONDO	31,00	MT
B- MEDIA ALTURA	35,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	39,00	MT
D- NIVEL TERRENO	41,00	MT
LARGO :		
A- FONDO	66,00	MT
B- MEDIA ALTURA	70,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	74,00	MT
D- NIVEL TERRENO	76,00	MT

PERDIDAS :		
EVAPORACION	0,20	CM/DIA
INFILTRACION	1,80	CM/DIA
TOTAL PERDIDAS	2,00	CM/DIA
Q EFLUENTE	316,28	M3/DIA
PERIODO DE		
RETENCION	15,49	DIAS
CONCLUSION : EXISTE REMOCION DE PARASITOS		

**CALIDAD MICROBIOLÓGICA :**

ANCHO	35,00	MT
LARGO	70,00	MT
PROFUNDIDAD	2,00	MT
T° DEL AGUA DEL MES MAS FRIO	22,70	°C
PERIODO DE		
RETENCION	15,49	DIAS
AGUA RESIDUAL		
FUTURA	1,00E+08	CF/100 ml
FACTOR DE CORRECCION		
HIDRAULICO	0,60	
TIEMPO REAL	9,29	
Kb	0,746	DIAS^-1
d	0,371	
a	3,36	
N	2,94E+06	CF/100 ml
EFICIENCIA	97,06%	

**DISEÑO DE LAGUNAS SECUNDARIAS:**

C.FEC INICIAL	2,94E+06	CF/100 ml
C.FEC FINALES	1,00E+03	CF/100 ml
PROFUNDIDAD	2,00	MT
RELACION		
LARGO/ANCHO	3	(3-15)
A139		
A140	0,6	
A133		
A134	22,70	°C

ANCHO MT	LARGO MT	P.R. DIAS	d	Kb Secund.	a	N CF/100ml	RESULTADO DEL DISEÑO
36,00	108,00	32,60	0,10532	1,00498	3,04652	2,16E+03	MAL
36,50	109,50	33,82	0,10791	1,00498	3,13089	1,90E+03	MAL
37,00	111,00	35,08	0,11056	1,00498	3,21786	1,67E+03	MAL
37,50	112,50	36,38	0,11324	1,00498	3,30703	1,46E+03	MAL
38,00	114,00	37,73	0,11599	1,00498	3,39933	1,29E+03	MAL
38,50	115,50	39,12	0,11878	1,00498	3,49393	1,13E+03	MAL
39,00	117,00	40,56	0,12163	1,00498	3,59151	9,97E+02	BIEN
39,50	118,50	42,04	0,12451	1,00498	3,69122	8,79E+02	BIEN
40,00	120,00	43,58	0,12747	1,00498	3,79457	7,74E+02	BIEN
40,50	121,50	45,17	0,13048	1,00498	3,90071	6,82E+02	BIEN
41,00	123,00	46,82	0,13355	1,00498	4,01017	6,01E+02	BIEN

PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	39,00	MT
LARGO	117,00	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT
RELACION DE LONGITUDES		
ANCHO:		
A- FONDO	35,00	MT
B- MEDIA ALTURA	39,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	43,00	MT
D- NIVEL TERRENO	45,00	MT
LARGO:		
A- FONDO	113,00	MT
B- MEDIA ALTURA	117,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	121,00	MT
D- NIVEL TERRENO	123,00	MT

**EFICIENCIA DE LAS LAGUNAS:**

AGUA RESIDUAL FUTURA (CF)	1,00E+08	CF/100 ml
COLI FECAL EFLUENTE	9E+02	CF/100 ml
EFICIENCIA	99,9999%	
<b>EXISTE REMOCION TOTAL DE PARASITOS</b>		

**B.- DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS  
SAN RAMON DE PANGOA**

**DATOS**

POBLACION	5211	Hab.
DOTACION	200	Lt/Hab/Dia
CONTRIBUCION DE DESAGUES	80,00%	
CAUDAL DESAGUE	9,65	LPS
CONTRIBUCION DE D.B.O.	45,00	gr/Hab/dia
T° prom. mes frio	21,70	°C

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA
ENERO	24,80	25,80
FEBRERO	24,60	25,60
MARZO	24,80	25,80
ABRIL	24,00	25,00
MAYO	24,30	25,30
JUNIO	24,10	25,10
JULIO	21,70	22,70
AGOSTO	21,80	22,80
SETIEMBRE	22,70	23,70
OCTUBRE	23,20	24,20
NOVIEMBRE	23,50	24,50
DICIEMBRE	24,70	25,70

**DISEÑO DE LAGUNAS PRIMARIAS :**

VOL. DIARIO	834	M3/DIA
CARGA	235,00	Kg DBO/ Dia
T° del agua	22,70	°C
Cs <sub>max</sub>	445,47	Kg DBO/Hab/Ha
Cs diseño	401,00	Kg DBO/Hab/Ha
Area Total requerida	0,60	Ha

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA	Carga Maxima	Carga Aplicada en Kg. DBO / Hab. / Dia		
				Nro. lagunas: 2 1 en limpieza Carga = 783,33	Nro. lagunas: 3 1 en limpieza Carga = 587,50	Nro. lagunas: 4 1 en limpieza Carga = 522,22
ENERO	24,80	25,80	573,65	NO	NO	SI
FEBRERO	24,60	25,60	564,37	NO	NO	SI
MARZO	24,80	25,80	573,65	NO	NO	SI
ABRIL	24,00	25,00	537,41	NO	NO	SI
MAYO	24,30	25,30	550,72	NO	NO	SI
JUNIO	24,10	25,10	541,81	NO	NO	SI
JULIO	21,70	22,70	445,47	NO	NO	NO
AGOSTO	21,80	22,80	449,12	NO	NO	NO
SETIEMBRE	22,70	23,70	483,33	NO	NO	NO
OCTUBRE	23,20	24,20	503,45	NO	NO	NO
NOVIEMBRE	23,50	24,50	515,93	NO	NO	NO
DICIEMBRE	24,70	25,70	568,99	NO	NO	SI

Numero de lagunas:	2	
Area unitaria	0,30	Ha
C.S. aplicada	783,33	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		

Numero de lagunas:	3	
Area unitaria	0,20	Ha
C.S. aplicada	587,50	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		

Numero de lagunas:	4	
Area unitaria	0,15	Ha
C.S. aplicada	522,22	Kg BDO/Ha/Dia
1 laguna inoperativa		

NRO DE LAGUNAS	4	UND
AREA UNITARIA	0,15	HA
RELACION		
LARGO/ANCHO	2	
PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	27,00	MT
LARGO	54,00	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT

RELACION DE LONGITUDES		
ANCHO :		
A- FONDO	23,00	MT
B- MEDIA ALTURA	27,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	31,00	MT
D- NIVEL TERRENO	33,00	MT
LARGO :		
A- FONDO	50,00	MT
B- MEDIA ALTURA	54,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	58,00	MT
D- NIVEL TERRENO	60,00	MT

PERDIDAS :		
EVAPORACION	0,20	CM/DIA
INFILTRACION	1,80	CM/DIA
TOTAL PERDIDAS	2,00	CM/DIA
Q EFLUENTE	172,54	M3/DIA
PERIODO DE		
RETENCION	16,90	DIAS
CONCLUSION : EXISTE REMOCION DE PARASITOS		

**CALIDAD MICROBIOLÓGICA :**

ANCHO	27,00	MT
LARGO	54,00	MT
PROFUNDIDAD	2,00	MT
T° DEL AGUA DEL		
MES MAS FRIO	22,70	°C
PERIODO DE		
RETENCION	16,90	DIAS
AGUA RESIDUAL		
FUTURA	1,00E+08	CF/100 ml
FACTOR DE CORRECCION		
HIDRAULICO	0,60	
TIEMPO REAL	10,14	
Kb	0,746	DIAS^-1
d	0,344	
a	3,38	
N	2,22E+06	CF/100 ml
EFICIENCIA	97,78%	

**DISEÑO DE LAGUNAS SECUNDARIAS:**

C.FEC INICIAL	2,22E+06	CF/100 ml
C.FEC FINALES	1,00E+03	CF/100 ml
PROFUNDIDAD	2,00	MT
RELACION LARGO/ANCHO	3	(3-15)
A129		
A130	0,6	
A123		
A124	22,70	°C

ANCHO MT	LARGO MT	P.R. DIAS	d	Kb Secund.	n	N CF/100ml	RESULTADO DEL DISEÑO
25,00	75,00	27,77	0,08254	1,00498	2,55510	1,84E+03	MAL
25,50	76,50	29,22	0,08537	1,00498	2,64889	1,50E+03	MAL
26,00	78,00	30,73	0,08826	1,00498	2,74623	1,23E+03	MAL
26,50	79,50	32,31	0,09122	1,00498	2,84759	1,01E+03	MAL
27,00	81,00	33,96	0,09426	1,00498	2,95310	8,29E+02	BIEN
27,50	82,50	35,68	0,09736	1,00498	3,06246	6,82E+02	BIEN
28,00	84,00	37,48	0,10054	1,00498	3,17629	5,61E+02	BIEN
28,50	85,50	39,36	0,10380	1,00498	3,29457	4,63E+02	BIEN
29,00	87,00	41,33	0,10715	1,00498	3,41780	3,82E+02	BIEN
29,50	88,50	43,39	0,11058	1,00498	3,54580	3,15E+02	BIEN
30,00	90,00	45,55	0,11410	1,00498	3,67907	2,60E+02	BIEN

PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	27,00	MT
LARGO	81,00	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT
RELACION DE LONGITUDES		
ANCHO:		
A- FONDO	23,00	MT
B- MEDIA ALTURA	27,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	31,00	MT
D- NIVEL TERRENO	33,00	MT
LARGO:		
A- FONDO	77,00	MT
B- MEDIA ALTURA	81,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	85,00	MT
D- NIVEL TERRENO	87,00	MT

**EFICIENCIA DE LAS LAGUNAS:**

AGUA RESIDUAL FUTURA (CF)	1,00E+08	CF/100 ml
COLI FECAL EFLUENTE	5E+02	CF/100 ml
EFICIENCIA	100,000%	
<b>EXISTE REMOCION TOTAL DE PARASITOS</b>		

**C.- DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS  
ANEXO CHAVINI**

**DATOS**

POBLACION	840	Hab.
DOTACION	200	Lt/Hab/Dia
CONTRIBUCION DE DESAGUES	80,00%	
CAUDAL DESAGUE	1,56	LPS
CONTRIBUCION DE D.B.O.	45,00	gr/Hab/dia
T° prom. mes frio	21,70	°C

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA
ENERO	24,80	25,80
FEBRERO	24,60	25,60
MARZO	24,80	25,80
ABRIL	24,00	25,00
MAYO	24,30	25,30
JUNIO	24,10	25,10
JULIO	21,70	22,70
AGOSTO	21,80	22,80
SETIEMBRE	22,70	23,70
OCTUBRE	23,20	24,20
NOVIEMBRE	23,50	24,50
DICIEMBRE	24,70	25,70

**DISEÑO DE LAGUNAS PRIMARIAS :**

VOL. DIARIO	135	M3/DIA
CARGA	38,00	Kg DBO/ Dia
T° del agua	22,70	°C
C <sub>S</sub> max	445,47	Kg DBO/Hab/Ha
C <sub>s</sub> diseño	401,00	Kg DBO/Hab/Ha
Area Total requerida	0,10	Ha

MES	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AGUA	Carga Maxima
ENERO	24,80	25,80	573,65
FEBRERO	24,60	25,60	564,37
MARZO	24,80	25,80	573,65
ABRIL	24,00	25,00	537,41
MAYO	24,30	25,30	550,72
JUNIO	24,10	25,10	541,81
JULIO	21,70	22,70	445,47
AGOSTO	21,80	22,80	449,12
SETIEMBRE	22,70	23,70	483,33
OCTUBRE	23,20	24,20	503,45
NOVIEMBRE	23,50	24,50	515,93
DICIEMBRE	24,70	25,70	568,99

NRO DE LAGUNAS	2	UND
AREA UNITARIA	0,05	HA
RELACION		
LARGO/ANCHO	2	
PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	16,00	MT
LARGO	32,00	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT

<b>RELACION DE LONGITUDES</b>		
<b>ANCHO :</b>		
A- FONDO	12,00	MT
B- MEDIA ALTURA	16,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	20,00	MT
D- NIVEL TERRENO	22,00	MT
<b>LARGO :</b>		
A- FONDO	28,00	MT
B- MEDIA ALTURA	32,00	MT
C- NIVEL DE AGUA	36,00	MT
D- NIVEL TERRENO	38,00	MT

<b>PERDIDAS :</b>		
EVAPORACION	0,20	CM/DIA
INFILTRACION	1,80	CM/DIA
TOTAL PERDIDAS	2,00	CM/DIA
Q EFLUENTE	53,10	M3/DIA
<b>PERIODO DE</b>		
RETENCION	19,28	DIAS
<b>CONCLUSION : EXISTE REMOCION DE PARASITOS</b>		

**CALIDAD MICROBIOLÓGICA :**

ANCHO	16,00	MT
LARGO	32,00	MT
PROFUNDIDAD	2,00	MT
T° DEL AGUA DEL MES MAS FRIO	22,70	°C
<b>PERIODO DE</b>		
RETENCION	19,28	DIAS
<b>AGUA RESIDUAL</b>		
FUTURA	1,00E+08	CF/100 ml
<b>FACTOR DE CORRECCION</b>		
HIDRAULICO	0,60	
TIEMPO REAL	11,57	
Kb	0,746	DIAS <sup>-1</sup>
d	0,293	
a	3,33	
N	1,33E+06	CF/100 ml
EFICIENCIA	98,67%	

**DISEÑO DE LAGUNAS SECUNDARIAS :**

C.FEC.INICIAL	1,33E+06	CF/100 ml
C.FEC.FINALES	1,00E+03	CF/100 ml
PROFUNDIDAD	2,00	MT
<b>RELACION</b>		
LARGO/ANCHO	3	( 3-15 )
A105		
A106	0,6	
A99		
A100	22,70	°C



ANCHO MT	LARGO MT	P.R. DIAS	d	Kb Secund	a	N CF/100ml	RESULTADO DEL DISEÑO
10,00	30,00	12,74	0,03871	1,00498	1,47969	1,61E+04	MAL
10,50	31,50	14,23	0,04161	1,00498	1,55825	1,01E+04	MAL
11,00	33,00	15,84	0,04463	1,00498	1,64472	6,40E+03	MAL
11,50	34,50	17,57	0,04775	1,00498	1,73884	4,05E+03	MAL
12,00	36,00	19,43	0,05099	1,00498	1,84109	2,57E+03	MAL
12,50	37,50	21,44	0,05437	1,00498	1,95233	1,64E+03	MAL
13,00	39,00	23,60	0,05787	1,00498	2,07222	1,05E+03	MAL
13,50	40,50	25,93	0,06151	1,00498	2,20158	6,72E+02	BIEN
14,00	42,00	28,45	0,06531	1,00498	2,34128	4,33E+02	BIEN
14,50	43,50	31,16	0,06926	1,00498	2,49105	2,81E+02	BIEN
15,00	45,00	34,09	0,07337	1,00498	2,65193	1,83E+02	BIEN

PROFUNDIDAD	2	MT
TALUD		1: 2
ANCHO	13,50	MT
LARGO	40,50	MT
BORDE LIBRE	0,50	MT
RELACION DE LONGITUDES		
ANCHO :		
A- FONDO	9,50	MT
B- MEDIA ALTURA	13,50	MT
C- NIVEL DE AGUA	17,50	MT
D- NIVEL TERRENO	19,50	MT
LARGO :		
A- FONDO	36,50	MT
B- MEDIA ALTURA	40,50	MT
C- NIVEL DE AGUA	44,50	MT
D- NIVEL TERRENO	46,50	MT

**EFICIENCIA DE LAS LAGUNAS :**

AGUA RESIDUAL FUTURA ( CF )	1,00E+08	CF/100 ml
COLI FECAL EFLUENTE	7E+02	CF/100 ml
EFICIENCIA	99,999%	
<b>EXISTE REMOCION TOTAL DE PARASITOS</b>		

## **8.00.- ESPECIFICACIONES TECNICAS**

### **8.10.- OBRAS DE AGUA Y DESAGÜE**

#### **EXCAVACIONES**

##### **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 tablaestacado, entibamiento y/o pañeteo de las paredes, a fin de que estas 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.

##### **Despeje**

Como condición preliminar, todo el sitio de la excavación en corte abierto, será primero despejado de todas las obstrucciones existentes.

##### **Sobre-excavaciones**

Las sobre-excavaciones se pueden dividir 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 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  $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$  u otro material debidamente acomodado y/o compactado, tal como sea ordenado por la Empresa.

##### **Espaciamiento de la estructura a la pared de excavación**

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 mt. mínimo y 1.00 mt. máximo.

En instalación de estructuras (tuberías, ductos, etc.) será de 0.15 mt. mínimo y 0.30 mt. máximo con respecto a las uniones.

La variación de los espaciamientos entre los límites establecidos, dependerá del área de la estructura, profundidad de las excavaciones y tipo de terreno.

### **Disposición 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.

### **Tablaestacado 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 entibar 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 entibado.

Si la empresa verificara que cualquier punto del tablestacado y/o entibado es inadecuado o inapropiado para el propósito, el Constructor está obligado a efectuar las rectificaciones o modificaciones del caso.

### **Remoción 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, 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 del agua de las obras, serán prontamente reparadas por el Constructor.

### **Clasificación del 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**

Conformada 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 excavados sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico.

#### **b- Terreno Semirocoso**

Está constituido por terreno normal, mezclado con bolonería de diámetros de 8" hasta (\*) y/o con roca fragmentada de volúmenes 4 dm<sup>3</sup> hasta (\*\*) dm<sup>3</sup> y, que para su extracción no se requiera el empleo de equipos de rotura y/o explosivos.

#### **c- Terreno rocoso**

Conformado por roca descompuesta, y/o roca fija, y/o bolonería mayores de (\*) de diámetros, 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.

(\*\*) 66dm<sup>3</sup> = Cuando la extracción se realiza con mano de obra, a pulso.

230dm<sup>3</sup> = Cuando la extracción se realiza con cargador frontal o equipo similar.

## **RELLENO Y COMPACTACION**

### **Generalidades**

Se tomaran las provisiones 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 Selecto" y/o "Material Seleccionado".

Si el material de la excavación no fuera el apropiado, se reemplazará por "Material de Préstamo", previamente aprobado por la Empresa, con relación a características y procedencia.

#### **Compactación 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 D 698 o AASHTO T 180. De no alcanzar el porcentaje establecido. el Constructor deberá hacer las correcciones del caso, debiendo efectuar nuevos ensayos hasta conseguir la compactación deseada.

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.

#### **Compactación 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 INTEC Nro. 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 pisones 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 +/- 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 DESAGÜE**

### **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 transporte y el acarreo de la tubería, válvula, grifo contra incendio, etc., desde la fábrica hasta la puesta a pie de la 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 tablones, 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 abordes de zanjas, deberán ubicarse al lado opuesto del desmonte excavado y, quedaran protegidos del tránsito y del equipo pesado.

Cuando los tubos requieren previamente ser almacenados en la caseta de obra, deberán ser apilados 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 nivelación**

Para proceder a instalar las líneas de agua y 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 aprobado 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 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 pared exterior de la unión del tubo y el fondo de la zanja excavada.

Solo 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 mts.

#### **c- En terreno inestable (arcillas expansivas, limos, etc.)**

La cama se ejecutará de acuerdo a las recomendaciones del Proyectista.

En caso 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 con cuerdas o con equipo de izamientos. de acuerdo con el diámetro , longitud y peso de cada elemento y, a la

recomendación de los fabricantes con el fin de evitar que sufran daños, que comprometan en 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 de 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.

Solo por razones de niveles, se permitirá que el tubo de agua cruce por debajo del colector, debiendo cumplirse los 0.20 mts. de separación mínima y la coincidencia en el punto de cruce con el centro del tubo de agua.

No se instalara 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 líneas de agua y desagüe**

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 sellados temporalmente con tapones, hasta que 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- Instalación de líneas de agua y desagüe 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 de 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 ejecutada y demás documentos utilizados, los cuales deberán ser verificados y aprobados por las Areas que intervinieron en la inspección de la obra y, por las Areas que intervendrán en la operación y mantenimiento de la misma.

### **COLOCACION DE LINEAS DE AGUA POTABLE CON UNIONES FLEXIBLES**

Las válvulas, grifos contra incendio, accesorios, etc., necesariamente serán de la misma clase de la tubería a instalarse.

### **Curvatura de la línea 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.

### **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.

### **Niplería**

Los niples de tubería solo se permitirán en casos especiales tales como : empalmes a líneas existentes, a grifos contra incendios, accesorios y válvulas. También en los cruces con servicios existentes.

Para la preparación de los niples necesariamente se utilizará rebajadoras y/o tarrajas, no permitiéndose el uso de herramientas de percusión.

### **Profundidad de la línea de agua**

Para la operación y funcionamiento de la línea de agua, sus registro 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 instalen válvulas de mariposa, de compuerta mayores de diámetros 16", de aire y de purga.

La parte superior de las válvulas accionadas directamente con crucetas, estarán a una profundidad mínima de 0.60 mt. y máxima de 1.20 mt. con respecto al nivel del terreno o pavimento. En el caso de que las válvulas se instalen a mayor profundidad, el Constructor esta obligado a adicionar un suplex 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 del pavimento Será de 1.00 mts. debiendo cumplir además la condición de, la parte superior de sus válvulas accionadas directamente con cruceta, no quede menos de 0.60 mts. por debajo del nivel del pavimento.

Solo en caso de pasajes peatonales y calles angostas hasta 3.00 mts. de ancho, en donde no exista circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 mts. sobre la clave del tubo.

#### **Ubicación de válvulas 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 mocha a la válvula, para facilitar la labor de mantenimiento o cambio de la misma. En 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  $0.40 \times 0.40 \times 0.10$  mts.

Los grifos contra incendio se ubicaran 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 al pavimento. No se permitirá ubicarlos dentro 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 ejecutará por separado, no debiendo efectuarse en un solo bloque.

#### **Anclajes y apoyos**

Los accesorios y grifos contra incendio, requieren necesariamente ser anclados, no así las válvulas que solo 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 usaran en todo cambio de dirección tales como: tees, codos, cruces, reducciones, en los tapones de los terminales de la 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.

#### **Empalmes a líneas de agua en servicio**

Los empalmes a líneas de agua en servicio solo podrán ser ejecutados por la Empresa con su personal, correspondiendo al Constructor proporcionarle los materiales requeridos.

El constructor 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 DESAGÜE CON UNIONES FLEXIBLES**

#### **Nivelación y alineamiento**

La instalación de 1 tramo (entre 2 buzones), se empezará por su parte extrema inferior, teniendo cuidado que la campana de la tubería, que de 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).

#### **Niplería**

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.

#### **Profundidad de la línea de desagüe**

En todo tramo de arranque, el recubrimiento del relleno será de 1.00 mt. como mínimo, medido de la clave del tubo al nivel del pavimento. Solo en caso de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta 3.00 mts. de ancho, en donde no exista circulación del 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.

### Empalme 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.

### Cambio de diámetro de la Línea de Desagüe

En los puntos de cambio de diámetro de la línea, en los ingresos y salidas del buzón, se harán coincidir las tuberías; en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

### Buzones

Los buzones podrán ser prefabricados de concreto, o de concreto vaciado en el sitio.

De acuerdo al diámetro de la tubería, sobre la que se colocará el buzón, estos se clasifican en tres tipos :

Tipo	Profundidad (mt)	Diámetro inter.Bz. (mts )	Diámetro tubería ( mm )
I	Hasta 3.00	1.20	Hasta 600 (24")
	De 3.01 a más	1.50	Hasta 600 (24")
II	Hasta 3.00	1.20	De 650 a 1200(26"-48")
	De 3.01 a más	1.50	De 650 a 1200(26"-48")
III	Todos	1.50	De 1300 a mayor(52")

Para tuberías de mayor diámetro o situaciones especiales, se desarrollarán diseños apropiados de buzones o cámaras de reunión.

Toda tubería de desagües que drene caudales significativos, con fuerte velocidad y tenga gran caída a un buzón requerirá de un diseño de caída especial.

En los buzones Tipo II y III, no se permitirá la dirección del flujo de desagüe en ángulo menor o igual de 90°.

No está permitido la descarga directa, de la conexión domiciliaria de desagüe, a ningún buzón.

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 revestidas con mortero 1:2.

Las tapas de los buzones, además de ser normalizadas, deberán cumplir las siguientes condiciones : resistencia a la abrasión (desgaste por fricción), facilidad de operación y no propicia al robo.

En el caso de que las paredes del buzón se construya por secciones, estas se harán en forma conjunta, unidas con mortero 1:3, debiendo quedar estancas. Cuando se requiera utilizar tubería de concreto normalizado para formar los cuerpos de los buzones, el Constructor, a su opción, podrá utilizar empaquetaduras de jebe, debiendo siempre ir acompañado con mortero 1:3 en el acabado final de las juntas.

Para condiciones especiales de terreno, que requiera buzón de diseño especial, éste previamente deberá ser aprobado por la Empresa.

### **Buzonetes**

La utilización de los buzonetes, se limitará hasta 1.00 mt. de profundidad máxima medida desde el nivel del pavimento hasta la cota de fondo de la canaleta, permitiéndose solo en pasajes peatonales y/o calles angostas hasta 3.00 mt. de ancho en donde no exista circulación de tránsito vehicular.

### **Buzones de forma de tronco cónico**

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 DE DESAGÜE

### 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.

Solo se instalarán conexiones domiciliares hasta los siguientes diámetros en redes secundarias :

- Para agua potable d= 250 mm (10 ")
- Para desagüe d= 400 mm (16 ")

No se permitirá instalar conexiones domiciliares en las líneas de impulsión, conducción, colectores primarios, emisores, salvo casos excepcionales con aprobación previa de la Empresa.

### Conexiones Domiciliares de Agua Potable

Las conexiones domiciliares de agua serán del tipo simple y estarán compuesto de :

- a- Elementos de toma:
  - abrazadera de derivación con su empaquetadura
  - llave de toma (corporation)
  - transición de llave de toma a tubería de conducción
  - cachimba o curva de 90° ó 45°.
- b- Tubería de conducción.
- c- Tubería de foro de protección.
- d- Elementos de control.
  - 2 llaves de paso.
  - 2 niples estándar.
  - 1 medidor o niple de reemplazo.
  - 2 uniones presión rosca.
- e- Caja 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 el enroscado total de la llave de toma (corporation).

De utilizarse abrazaderas metálicas, estas necesariamente irán protegidas contra la corrosión, mediante un recubrimiento de pintura corrosiva de uso naval ( 2 manos ) o mediante un baño platificado. Al final de su instalación tanto su perno como su tuerca se le cubrirá con breá 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.

**b- Tubería de conducción**

La tubería de conducción de empalme desde la cachimba del elemento de toma hasta la caja del medidor, ingresará a esta con una inclinación de 45°.

**c- Tubería de forro de protección**

El forro que será 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 tuberías de conducción.
- En el ingreso de la tubería de conducción a la caja del medidor. Este forro será inclinado con corte cola de milano, con lo que se permitirá un movimiento o "juego mínimo" para posibilitar la libre colocación o extracción del medidor de consumo.
- No debe colocarse forro en el trazo que cruzan las bermas, jardines y/o veredas.

**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 deberán 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 gráfico adjunto, 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 ser normalizada, deberá también cumplir con las " condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de medidor de agua y cajas de registro de desagües" que se detallan mas adelante. Se debe tener en cuenta que la caja se ubicará en la vereda, cuidando que comprometa solo un paño de esta. 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 x 1.00 mts. x 0.10 mts. sobre una base debidamente compactada.

#### **f- Elemento de unión con la instalación 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.

#### **Conexiones domiciliarias de desagüe**

Las conexiones domiciliarias de desagüe tendrán una pendiente mínima uniforme mínima entre la caja de registro y el empalme al colector de servicio 15 o/oo ( quince por mil ).

Los componentes de una conexión domiciliaria de desagüe son:

- a- Caja de registro
- b- Tubería de descarga
- c- Elemento de empotramiento

#### **a- Caja de registro**

La constituye una caja de registro de concreto  $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$  conformada por módulos pre-fabricados . El acabado interior de la caja de reunión deberá ser de superficie lisa o tarrajada con mortero 1:3.

El módulo base tendrá su fondo en forma de media caña.



La caja de la tapa de registro, además de ser normalizada, deberá también cumplir con las condiciones exigidas en " condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de medidor de agua y cajas de registro de desagües". 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- Tubería 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 colector de servicio, se hará en la clave del tubo colector, obteniéndose una descarga con caída libre sobre ésta; para ello se perforará previamente el tubo colector, mediante el uso de Plantillas Metálicas, permitiendo que el tubo cachimba a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar huecos de luz que posteriormente puedan implicar riesgos para el sello hidráulico de la unión.

El acoplamiento será asegurado mediante un resane con 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.

#### **Condiciones que debe reunir las tapas de las cajas medidor de agua y cajas de registro de desagüe.**

- Resistencia a la abrasión ( desgaste por fricción ).
- Facilidad de operación.
- No propicio al robo.

### **PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE LINEAS DE AGUA POTABLE**

#### **Generalidades**

La finalidad de las pruebas hidráulicas y desinfección es verificar que todas las partes 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 dirigidos y verificados 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 requiera 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 a zanja con relleno compactado y desinfección :

- Para redes con 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, solo 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 bomba 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 la redes locales, debiendo ubicarse preferentemente frente a lotes, en donde posteriormente formarán parte integrante de sus conexiones domiciliarias.
- b- Tapones con nipples especiales de conexión, en las líneas de impulsión, conducción y aducción. No se permitirá la utilización de abrazaderas.

Se instalaran 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.

### **Pérdida de agua admisible**

La probable pérdida de agua admisible en el circuito o tramo a probar, de ninguna manera deberá exceder a la cantidad específica en la siguiente fórmula :

$$F = \frac{N \times D \times P}{410 \times 25}$$

Donde :

- F = Pérdida total máxima en litros por hora.
- N = Número total de uniones.
- D = Diámetro de la tubería en milímetros.
- P = Presión de prueba en metros de agua.

### **Prueba hidráulica a zanja abierta**

La presión de prueba a zanja abierta, será 1.5 de la presión nominal de la tubería de redes y líneas de impulsión, conducción y de aducción; y de 1.00 de esta presión nominal, para conexiones domiciliarias, medidas en el punto mas bajo del circuito o tramo que se está probando.

En el caso de que el Constructor solicitara la prueba en una sola vez, tanto para las redes como para las conexiones domiciliarias, la presión de prueba será 1.5 de la presión nominal.

Antes de proceder a llenar las líneas de agua a probar, tanto sus accesorios como sus grifos contra incendio previamente deberán estar anclados, lo mismo que efectuado su primer relleno compactado, debiendo quedar solo al descubierto todas sus uniones.

Solo 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 periodo mínimo de 24 horas, para proceder a iniciar la prueba.

El tiempo mínimo de duración de la prueba será de 2 (dos) horas debiendo la línea de agua permanecer durante éste tiempo bajo la presión de prueba.

No se permitirá que durante el proceso de prueba, el personal permanezca dentro de la zanja, con excepción del trabajador que bajará a inspeccionar las uniones, válvulas, accesorios, etc.

#### **Prueba hidráulica a zanja con relleno compactado y desinfección**

La presión de prueba a zanja con relleno compactado será la misma de la presión nominal de la tubería, medida en el 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 periodo 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 1 (una) 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 50 ppm.

El tiempo mínimo de contacto de cloro con la tubería será de 24 horas, procediéndose a efectuar la prueba de cloro residual debiendo obtener por lo menos 5 ppm. de cloro.

En el periodo de clorinación, todas las válvulas, grifos y 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 éste, 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 tales como: hipoclorito de calcio o similares y cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido. Para la adición de estos elementos se usará una proporción de 5% de agua, determinándose las cantidades a utilizar mediante la siguiente fórmula.

$$g = \frac{C \times L}{\%Cl \times 10}$$

Donde:

g = Gramos de hipoclorito  
C = ppm o mgs por litro deseado  
L = Litros de agua

### **Reparación 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.

## **PRUEBAS HIDRAULICAS Y DE NIVELACION - ALINEAMIENTO DE LAS LINEAS DE DESAGÜE**

### **Generalidades**

La finalidad de las pruebas en obra, es la de verificar que todas las partes de la línea de desagüe, hayan quedado correctamente instalados, listas para prestar servicios.

Tanto el proceso de prueba como sus resultados, serán dirigidos y verificados por la Empresa con asistencia del Constructor, debiendo éste último proporcionar el personal, material, aparatos de prueba, de medición y cualquier otro elemento que se requiera en esta prueba.

Las pruebas de la línea de desagüe a efectuarse tramo por tramo, intercalado entre buzones, son las siguientes :

#### **a- Prueba de alineación y alineamiento**

- Para redes.

#### **b- Prueba hidráulica a zanja abierta**

- Para redes
- Para conexiones domiciliarias

#### **c- Prueba hidráulica con relleno compactado**

#### **d- Prueba de escorrentía**

De acuerdo a las condiciones que pudieran presentar se en obra, podría realizarse en una sola prueba a zanja abierta, las redes con sus correspondientes conexiones domiciliarias.

### **Pruebas de nivelación y alineamiento**

- a- Para pendiente superior a 10/00 el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica +/- 10 mm, medido entre 2 (dos) o más puntos.
- b- Para pendiente menor a 10/00, el error máximo permisible no será mayor que la suma algebraica de +/- la pendiente, medida entre 2 (dos) o mas puntos.

### **Pruebas hidráulicas**

No se autorizara 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 al tubería haya sido instalada en terrenos secos sin presencia de agua freática y, la de infiltración para terrenos con agua freáticas.

#### **a- Prueba de filtración**

Se procederá llenando con agua limpia el tramo por el buzón aguas arriba a una altura mínima de 0.30 mt bajo el nivel del terreno y convenientemente taponeado 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.

En las pruebas con relleno compactado, también se incluirá las pruebas de las cajas de registro domiciliarias.

La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y la cantidad de pérdida de agua no sobre pasara lo establecido en la siguiente tabla :

#### **PERDIDA ADMISIBLE DE AGUA EN LAS PRUEBAS DE FILTRACION E INFILTRACION**

<b>DIAMETRO DEL TUBO</b>	<b>FILTRACION O INFILTRACION ADMISIBLE EN CM<sup>3</sup>/MIN/ML</b>
<b>PULG</b>	
8	25
10	32
12	38
14	44
16	50
18	57
20	67
24	76

### **b- Prueba de infiltración**

La prueba será efectuada midiendo el flujo del agua infiltrada por intermedio de un vertedero de medida, colocando sobre la parte inferior de la tubería, o cualquier otro instrumento, que permita obtener la cantidad infiltrada en un tiempo mínimo de 10 minutos.

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.

### **Reparación de fugas**

Cuando se presenten 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.

## **8.11.- OBRAS DE CONCRETO**

### **Generalidades**

Las presentes especificaciones se complementan con el nuevo reglamento nacional de construcciones.

El concreto para todas las partes de las obras, debe de ser de calidad especificada en los planos, capaz de ser colocado sin segregación excesiva y al endurecerse, debe desarrollar todas las características requeridas en estas especificaciones.

El concreto deberá estar constituido de cemento Portland de tipos : I, II, III, IV y V, agregados y agua, según los casos y usos; la armadura deberá ser colocado del tal manera, que el acero y el concreto endurecido trabajen conjuntamente.

Para obtener un concreto uniforme, los agregados finos y gruesos deberán ser uniformes en granulometría.

La relación agua-cemento, debe establecerse en función de ellos.



### **Esfuerzo**

El esfuerzo de compresión, especificado del concreto  $f_c$  para cada porción de la estructura indicada en los planos, estará basado en la fuerza de compresión alcanzada a los 28 días, a menos que se indique otro tiempo diferente.

Esta información deberá incluir como mínimo la demostración de la conformidad de cada mezcla, con la especificación y resultados de testigos rotos en compresión, de acuerdo a las Normas Técnicas Nacionales, en cantidad suficiente para demostrar que está alcanzando la resistencia mínima especificada.

A pesar de la aprobación de la supervisión, el constructor será total y exclusivamente responsable, que la calidad del concreto sea de acuerdo a las especificaciones.

La dosificación de los materiales será por peso.

### **Mezclado**

El mezclado en obra será en maquinas mezcladoras, que deberá portar placas en la que se indique su capacidad de operación y las revoluciones por minuto recomendadas. Deberá estar equipada con : una tolva de carga, tanque para agua y medidor de agua, deberá ser capaz de mezclar plenamente los agregados, cemento y agua, hasta alcanzar una consistencia uniforme en tiempo especificado y de descarga sin segregación.

Una vez aprobada la Máquina por la Supervisión, deberá mantenerse en perfectas condiciones de operación y usarse de acuerdo a las especificaciones del fabricante.

La tanda de agregados y cemento deberá ser colocado en el tambor de la mezcladora, cuando en éste se encuentre ya parte del agua de la mezcla. El resto del agua, podrá colocarse gradualmente en un tiempo que no exceda el 25 % del tiempo total del mezclado.

Deberá asegurarse que exista controles adecuados, para impedir terminar el mezclado antes de tiempo especificado a añadir agua adicional, una vez que el total especificado ha sido incorporado.

El total de la tanda deberá ser descargado antes de introducir una nueva tanda.

Cada tanque de 1.5 metros cúbicos o menos, será mezclado en lo menos 1 1/2 minutos. El tiempo será aumentado en 15 segundos por cada 2/4 metro cúbico adicional.

La mezcladora deberá mantenerse limpia. las paletas interiores del tambor, deberán ser reemplazadas cuando hayan perdido 10 % de su profundidad.

En caso de añadirse aditivos, estos serán incorporados en una solución y empleando un sistema de dosificación y entrega.

El concreto será mezclado sólo para su uso inmediato. Cualquier concreto que haya comenzado a fraguar sin haber sido empleado será eliminado; asimismo, se eliminará todo concreto al que se haya añadido agua.

Las pruebas de campo serán :

**a- Slump (asentamiento)**

Esta prueba debe efectuarse con frecuencia durante el proceso de llenado del concreto; una prueba cada hora es lo mínimo recomendable.

El asentamiento viene expresado en el ensayo en el cono de Abrahams, dando mezclas:

Secas	0 a 2"
Plásticas	3" a 4"
Húmedas	4"

**b- Testigos cilíndricos**

Estos se elaborarán siempre en parejas.

El número de parejas a obtenerse para cada calidad del concreto debe ser, como mínimo :

- Una pareja por día de llenado.
- Una pareja por cada 80 m<sup>3</sup> de concreto colocado.
- Una pareja por cada 500 m<sup>3</sup> de concreto colocado.
- En caso de estructuras hidráulicas se utilizarán como mínimo 2 parejas.

Probar tres (3) testigos a los siete (7) días; tres (3) a los catorce (14) días y tres (3) a los veintiocho (28) días en condición húmeda, de acuerdo con la especificación ASTM C 39. Método para probar cilindros de concreto para resistencia a la compresión.

El resultado de la prueba será el promedio de la resistencia de los tres (3) testigos obtenidos en el mismo día, excepto si uno de los tres (3) testigos de la prueba manifiesta que ha habido fallas en el muestreo, moldes o prueba; éste podrá ser rechazado y se promediará los dos testigos restantes.

Si hubiera más de un testigo que evidencie cualquiera de los defectos indicados, la prueba total será descartada.

Se efectuará una prueba de resistencia a la compresión por cada 50 m<sup>3</sup> o fracción, de cada diseño de mezcla de concreto vaciado en un solo día; de ningún caso deberá presentarse un diseño de mezcla con menos de cinco pruebas.

La supervisión determinará la frecuencia requerida para verificar lo siguiente :

- Control de las operaciones de mezclado de concreto.
- Revisión de los informes de fabricantes, de cada remisión de cemento y acero de refuerzo.
- Moldeo y prueba de cilindros de reserva a los siete (7) días, conforme sea necesario.

El constructor tendrá a su cargo las siguientes responsabilidades :

1. Obtener y entregar a la Supervisión, sin costo alguno, muestras representativas preliminares de los materiales que se propone emplear para su aprobación.
2. Presentar a la Supervisión, el diseño de mezcla del concreto que propone emplear, y hacer una solicitud escrita para su aprobación.
3. Suministrar la mano de obra necesaria, para obtener y manipular las muestras en la obra.
4. Indicar a la Supervisión, con suficiente anticipación, las operaciones que va a efectuar para permitir la determinación de pruebas de calidad, y para la asignación de personal.
5. Promover y mantener, para el empleo de la Supervisión, facilidades adecuadas para el almacenamiento seguro y el curado correcto, de los cilindros de prueba de concreto en la obra durante las primeras 24 horas, según se requiera en las Especificaciones ASTM C 31.
6. Llevar un registro de cada testigo fabricado, en el que constará la fecha de elaboración (inclusive la hora), la clase de concreto (indicando el lugar específico) edad al momento de la prueba, resultado y número de la misma.

De acuerdo con las normas ACI 318 504 (c), se considera satisfactoria la resistencia del concreto , si el promedio de tres (3) pruebas de resistencia consecutivas de testigos (curados en el laboratorio), que representen la resistencia específica del concreto, es igual o mayor que la resistencia especificada, o si no más del 10 % de los testigos tienen valores menores a la resistencia especificada.

Si en opinión de la supervisión, el número de pruebas es inadecuado para evaluar la resistencia del concreto, podrá solicitar un sistema diferente, para obtener el número de testigos necesarios para una buena evaluación del concreto.

Las pruebas serán efectuadas por un laboratorio independiente de la organización del Constructor y aprobado por la Supervisión. El Constructor incluirá el costo total de las pruebas en su presupuesto.

En la eventualidad de que no se obtenga la resistencia especificada, la Supervisión podrá ordenar que se efectúe pruebas de carga, de acuerdo con el Reglamento Nacional de Construcciones. De no considerarse satisfactorio los resultados de estas pruebas, se podrá ordenar la demolición parcial o total de la zona afectada.

El costo de las pruebas de cargas, de la demolición y reconstrucción de la estructura será de cuenta exclusiva del Constructor, quién no podrá justificar demora en la entrega de la obra por estas causas.

### **Encofrados**

Los encofrados se usaran donde sea necesario para confinar el concreto, darle forma de acuerdo a las dimensiones requeridas y deberán estar de acuerdo a las normas ACI-347-68.

Los encofrados deberán tener buena resistencia para soportar con seguridad el peso, la presión lateral del concreto y las cargas de construcción.

Deberán tener buena rigidez, para asegurar que las secciones y alineamiento del concreto terminado, se mantenga dentro de las tolerancias admisibles.

Las juntas deberán ser herméticas, de manera que no ocurra la filtración del mortero.

Deberán ser arriostrados contra deflexiones laterales.

El diseño e ingeniería del encofrado, así como su Construcción, es responsabilidad del Constructor.

La deformación máxima entre elementos de soportes, debe ser menor de 1/240 de la luz entre los miembros estructurales.

Los tirantes de los encofrados deben ser hechos de tal manera, que los terminales puedan ser removidos sin causar astilladuras en las capas de concreto, después que las ligaduras hayan sido removidas.

### **Desencofrado**

Inmediatamente después de quitar las formas, la superficie de concreto, deberá ser examinada cuidadosamente y cualquier irregularidad, deberá ser tratada como lo ordene la Supervisión.

Las formas deberán retirarse de manera que se asegure la completa indeformabilidad de la estructura.

En general, las formas no deberán quitarse hasta que el concreto se haya endurecido suficientemente como para soportar con seguridad su propio peso, y los pesos superpuestos que puedan colocarse sobre él. Las formas no deberán quitarse sin el permiso de la Supervisión; en su sitio, por lo menos el tiempo contado desde la fecha del vaciado del concreto, según a continuación se especifica:

Muros y zapatas	24 horas
Columnas y costados de vigas	24 horas
Fondo de vigas	21 días
Aligerados, losas y escaleras	7 días

Cuando se haya aumentado la resistencia del concreto por diseño de Mezclas o Aditivos, los tiempos de desencofrado podrán ser menores, previa aprobación de la supervisión.

### Tolerancias

A menos que se especifique de otro modo la Supervisión, el encofrado será constituido de tal modo que las superficies del concreto, estén de acuerdo a los límites de variación en la siguiente relación de tolerancias admisibles :

a- Las variación en las dimensiones de la sección transversal de las losas, muros, columnas y estructuras similares serán de :

$$- 6 \text{ mm} + 1.2 \text{ cm}$$

b- Zapatas

Las variaciones en dimensiones en plantas serán:  $6 \text{ mm} + 5 \text{ cm}$ .

La excentricidad o desplazamiento: 2 % del ancho de la zapata en dirección del desplazamiento, pero no mayor de 5 cm.

La reducción en el espesor: el 5 % del espesor especificado.

c- Variaciones de la vertical en las superficies de columnas, y otras estructuras similares:

Hasta una altura de 3 mt. : 6 mm

Hasta una altura de 6 mt. : 1 cm

Hasta una altura de 12 mt. : 2 cm

d- Variaciones en niveles o gradientes, indicadas en los planos, techos y vigas, brufas y estructuras similares :

En cualquier nave, 0 en 6 m. max. : 6 mm

En 12 m. o más :  $\pm 10$  mm

e- Variación en lo tamaños y ubicaciones de mangas, pasos, aberturas en paredes y similares: 6 mm.

f- Variaciones en gradas :

Pasos :  $\pm 6$  mm

Contrapasos :  $\pm 3$  mm

## Materiales

### Cemento

El cemento a usarse será Portland, que cumpla con las normas Técnicas Nacionales ITINTEC, y de acuerdo a la calidad del terreno y obra que se va a ejecutar.

### Agregados

Los agregados deberán cumplir con los requisitos establecidos en las Normas ASTM-C-33.

Estos pueden ser : agregado fino (arena) y agregado grueso (piedra partida, grava).

#### a- Agregado fino

Debe ser de arena natural, limpia, silicosa, lavada, de granos duros, fuertes, resistentes, lustrosos, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrenos, partículas suaves escamosas, pizarras álcalis y materiales orgánicos (con tamaño máximo de partículas 3/16"), y cumplir las Normas Técnicas Nacionales ITINTEC.

Los porcentajes de sustancias deletéreas en la arena, no excederán los valores siguientes:

Materiales	Porcentaje permisible por peso
Material que pasa la malla Nro. 200 (Designación ASTM C-17)	3
Lutita (Designación ASTM-C-123 gravedad específica de líquido denso 1.95	1
Arcilla (Designación ASTM-C-142)	1
Total de otras sustancia deletéreas (tales como álcalis, granos cubiertos de otros materiales, partícula blanda o escamosa y turba	1
Total de todos lo materiales deletéreos	5

La arena utilizada para la mezcla del concreto será bien graduada y al probarse por medio de mallas estándar, deberá cumplir con los límites de gradación recomendable en el R.N.C. y que es la siguiente :

Malla	% que pasa
3/6"	100
4	95 a 100
8	80 a 100
16	50 a 85
30	25 a 60
50	10 a 30
100	2 a 10

El módulo de fineza de la arena estará en los valores de 2.50 a 2.90 .

#### **b- Agregado grueso**

El agregado gruesa deberá ser grava o piedra chancada; estará limpia de polvo, materia orgánica o barro, y no debe contener piedra desintegrada, mica o cal libre.

La gradación estará de acuerdo con las normas ASTM-C-33 que aparece en la siguiente tabla :

Malla No de)	Agrog. 2"	Porcentaje que pasan la siguiente malla						
		1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nro 4	Nro 5
2"	95-100	-	0-85	-	10-30	-	0-5	-
1 1/2"	100	95-100	-	35-70	-	10-30	0-5	-
1"	-	-	100	95-100	-	25-60	-	0-10 0-5
3/4"	-	-	-	100	90-100	-	20-35	0-10 0-5
1/2"	-	-	-	-	100	90-100	70-90	0-15 0-5
3/8"	-	-	-	-	-	100	85-100	0-30 0-0

### Agua

El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia, libre de materias orgánicas, álcalis, ácidos y sales.

Las impurezas excesivas en el agua pueden interferir, no solo en la fragua inicial del cemento, afectando la resistencia del concreto, sino provocar manchas en la superficie y originar corrosión en la armadura; no debe usarse agua de acequia, ni de mar, estancadas o pantanosas.

### Acero

El acero está especificado en los planos en base a su carga de fluencia  $f_y = 4200 \text{Kg/cm}^2$ ; debiéndose satisfacer las condiciones referidas en las Normas Técnicas Nacionales ITINTEC y en la malla de acero soldada, con las Norma ASTM-A-185.

#### a- Enderezamiento y Redoblado

Las barras no deberán enderezarse ni volverse a doblar, en forma tal que el material sea dañado.

No se usaran las barras con ondulaciones o dobleces no mostrados en los planos, ni tampoco las que tengan fisuras o roturas.

El calentamiento del acero, se permitirá solamente cuando toda la operación sea aprobada por la supervisión o proyectista.

#### b- Colocación del Refuerzo

La colocación de la armadura, será efectuada en estricto acuerdo con los planos y con una tolerancia no mayor de  $\pm 1 \text{ cm}$ . Se asegurará contra cualquier desplazamiento por medio de amarres de alambre, ubicadas en las intersecciones :



**c- Empalmes**

Estos pueden ser soldados; si los extremos no se sueldan el refuerzo habrá que traslaparse 30 diámetros en barras corrugadas.

Se debe tener en cuenta el siguiente cuadro :

Empalmes por Traslaparse	Elementos a Compresión	Elemento a Flexo Compres.
3/8"	30	35
1/2"	40	45
5/8"	50	55
3/4"	60	70
1"	75	120
1 1/8"	85	155
1 1/4"	95	200
1 3/8"	105	245

**Soldadura**

Se utilizará el tipo de soldadura recomendada por el fabricante del acero, y que cumpla con las Normas Técnicas Nacionales.

Deberá usarse electrodos de bajo contenido de hidrógeno, ya que estos permiten soldar temperaturas muy bajas.

Es conveniente efectuar la soldadura formando cordones sucesivos, utilizando electrodos de 0 1/8 con un amperaje de 90 amperios.

Después de cada cordón, deberá limpiarse completamente la escoria.

La malla soldada será soportada del mismo modo que las barras de refuerzo.

**Tolerancia**

La tolerancia de fabricación y colocación para acero de refuerzo serán las siguientes

a- Las varillas utilizadas para el refuerzo de concreto cumplirán los siguiente requisitos para tolerancias de fabricación :

Longitud de corte	: ± 2.5 cm.
Estribos, espirales y soportes	: ± 1.2 cm.
Dobleses	: ± 1.2 cm.

b- Las varillas serán colocadas para las siguientes tolerancias :

Cobertura de concreto en superficies	: $\pm 6$ mm.
Espaciamiento mínimo entre varillas	: $\pm 6$ mm.
Miembros de 20 cm. de profundidad o menos:	$\pm 6$ mm
Miembros de mas de 20 cm pero inferior a 5 cm de profundidad	: $\pm 1.2$ cm.
Miembros de más de 60 cm. de profundidad	: $\pm 2.5$ cm

### Aditivos

Solo se podrán emplear aditivos aprobados por la Supervisión. En cualquier caso, que da expresamente prohibido al uso de aditivos que contengan cloruros o nitratos.

Para aquellos aditivos que se suministran en forma de suspensiones o soluciones inestables, deben proveerse equipos de mezclado adecuados, para asegurar una distribución uniforme de los componentes. Los aditivos deben protegerse de temperaturas extremas, que puedan modificar sus características.

En todo caso, los aditivos a emplearse deberán estar comprendidos dentro de las Especificaciones Técnicas ASTM correspondientes.

### Almacenamiento de materiales

El cemento debe almacenarse y manipularse de manera que siempre este protegido de la humedad o sea posible su utilización según el orden de llegada a la obra. La inspección o identificación debe poder efectuarse fácilmente.

No debe usarse cemento que esté aterronado, compactado o deteriorado de alguna forma.

El almacenaje de material fino se efectuará de tal manera, evitando la segregación y contaminación con otros materiales o con otro tamaño de agregas. la arena será considerada apta, si cumple con las especificaciones.

El agregado grueso se almacenará por separado, en igual condición que el agregado fino.

Las varillas de acero se almacenarán fuera del contacto con el suelo, en un lugar seco, y preferentemente cubiertos, se mantendrán libres de tierra, suciedad, aceite o grasa. Antes de su colocación en la estructura, el refuerzo metálico deberá limpiarse de escamas de láminas, óxido y cualquier capa que pueda reducir su adherencia.

Cuando haya demora en el vaciado del concreto, el refuerzo metálico se inspeccionará y volverá a limpiarse cuando sea necesario.

### **Tipos de Concreto**

#### **a- Concreto ciclópeo**

Dicho concreto se utilizara en los cimientos corridos, sobrecimientos, muros y gradas. Se apoyaran directamente sobre el terreno.

El concreto ciclópeo consta de cemento y agregados dosificados de tal forma que se obtenga a los 28 días, una resistencia mínima a la compresión de 100 Kg/cm<sup>2</sup> (en probetas normales de 6" x 12"). Se tomarán muestras de acuerdo a las Normas Técnicas Nacionales. Se agregará piedra en un volumen tal que no exceda el 30 % y con un tamaño de 0.15 mts. de diámetro.

El cemento a utilizarse será Portland tipo I al V, usándose este último en terrenos agresivos.

El concreto podrá vaciarse directamente a la zanja sin encofrado, siempre que lo permita la estabilidad del talud.

Se humedecerán las zanjas antes de llenar los cimientos y no se colocarán las piedras, sin antes haber vaciado una capa de concreto de por lo menos 10 cm. de espesor. Todas las piedras deberán quedar rodeadas por la mezcla.

La profundidad mínima de los cimientos, indicada en los planos respectivos, se medirá a partir del natural.

En caso de tener que cortar el terreno natural, para conseguir el nivel de plataforma indicado en los planos correspondientes, la profundidad mínima de los cimientos se considera a partir de este último nivel.

En los sobrecimientos las dimensiones serán de acuerdo a lo indicado en los planos de estructuras.

En sobrecimientos mayores de 15 cm. de ancho, podrá usarse hasta el 25 % de piedra con un diámetro máximo de 7.5 cm.

#### **b- Concreto Armado**

Se usara dicho concreto en la construcción de reservorios de almacenamiento, cisternas, plantas de tratamiento y otras estructuras.

El concreto armado consta de cemento, agregados y armadura de fierro, dosificados de tal manera que obtenga a los 28 días una resistencia mínima a la compresión de 140 - 175 - 210 - 280 Kg/cm<sup>2</sup> (en probetas normales de 6" x 12"). Las muestras serán tomadas de acuerdo a las Normas Técnicas Nacionales.

El concreto se colocará en capas de 60 cm. de espesor como máximo; cada capa debe colocarse cuando la anterior este aún plástica, permitiendo la penetración de vibrador; para concreto masivo se emplean capas de 35 a 45 cm. de espesor.

En caso de premezclado, el tiempo de transporte desde la fábrica hasta la obra será como máximo 2 horas.

A fin de lograr un conjunto monolítico, es importante que cada capa de concreto sea colocada, mientras que la capa inferior este en un estado plástico y las dos (2) capas sean vibradas en conjunto.

En caso de que una sección no pueda ser llena en una sola operación, se ubicarán juntas de construcción de acuerdo a lo indicado en los planos o de acuerdo a las presentes especificaciones, siempre y cuando sean aprobadas por el Supervisor.

La colocación del concreto en elementos soportados, no debe ser comenzada hasta que el concreto previamente puesto ( con dos horas de anticipación ) en columna y pared, ya no está plástico.

El concreto debe ser depositado tan pronto como sea posible en su posición final, para evitar la segregación debido al deslizamiento o al remanejo.

Toda la consolidación del concreto se efectuará por vibración.

El concreto debe de ser trabajado a la máxima densidad posible, debiéndose evitar la formación de bolsas de aire (incluido de agregados grueso y grumos ), contra la superficie de los encofrados y de los materiales empotrados en el concreto.

La vibración deberá realizarse por medio de vibradores, acondicionados eléctricamente o neumáticamente.

Los vibradores por inmersión de diámetro inferiores a 10 cm, tendrán una frecuencia mínima de 7000 vibraciones/min. y superior a 10 cm. una frecuencia mínima de 6000 vib/min.

En la vibración de cada estrato de concreto fresco, el vibrador debe operar en posición vertical, la inmersión del vibrador será tal , que permita penetrar y vibrar el espesor total del estrato y penetrar en la capa inferior del concreto fresco, pero se tendrá especial cuidado para evitar que ;a vibración pueda afectar el concreto que ya está en proceso de fraguado.

No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa, antes de que la inferior haya sido completamente vibrado.

La duración de la vibración estará limitada al mínimo necesario, para producir la consolidación satisfactoria sin causar segregación.

La sobrevibración o el uso de vibradores para desplazar concreto dentro de los encofrados, no estará permitido. Los vibradores serán insertados y retirados en varios puntos, a distancias variables de 45 a 70 cm. en cada inmersión, la duración será suficiente para consolidar el concreto, pero no tan larga que cause segregación; generalmente la duración estará entre 5 y 15 segundos de tiempo.

Se mantendrá un vibrador de repuesto en la obra, durante todas las operaciones de concreto.

El llenado de cada uno de los pisos deberá ser realizado en forma continua. Si por causa de fuerza mayor, se necesitase hacer algunas juntas de construcción, estas serán aprobadas por la supervisión. En términos generales ellas deben estar ubicadas cerca del centro de la luz, en losas y vigas, salvo en el caso de que la viga intercepte a otra en este punto.

### **c- Curado**

El curado del concreto debe iniciarse tan pronto como sea posible, sin causar maltrato a la superficie del concreto ; esto ocurrirá 01 a 03 horas después de la colocación en climas calurosos y secos, de 2 1/2 a 05 horas en climas templados, y 4 1/2 a 07 horas en climas fríos.

El tiempo de curado debe ser el máximo posible, como mínimo debe de ser 07 días, excepto cuando se emplea concreto de alta resistencia inicial, en cuyo caso el curado será de 03 días como mínimo.

Métodos de curado :

#### **a- Previsión de agua**

Se logra regando el concreto o manteniéndolo cubierto con lonas permanentemente húmedas o formando arrocetas, el concreto no debe secarse.

#### **b- Retención del agua**

Se logra aplicando membranas impermeables, inicialmente líquidas a la superficie del concreto como son:

- Cobertura con papel impermeable.
- Dejar los encofrados colocados.
- Esparcir cloruro de calcio sobre el concreto.

Aquellos que implican la Aplicación de Calor Artificial, mientras que el concreto se mantiene en condición húmeda.

- Cuando el vapor es a baja presión.
- Cuando el vapor es a alta presión.

La pérdida de humedad de las superficies puestas contra las formas, de madera o de metal expuestas al calor del sol, deberán de ser minimizadas por medio del mantenimiento de la humedad.

- Durante el curado, el concreto será protegido de perturbaciones por daños mecánicos, tales como esfuerzos producidos por cargas, choques pesados y vibración excesiva.
- Cuando existen condiciones tales que produzcan duda acerca de la seguridad de la estructura o parte de ella, o cuando el promedio de probetas ensayadas correspondientes a determinada parte de la estructura, de resistencia inferior a la especificada, se harán ensayos de carga en cualquier porción de la estructura.
- De ser necesaria la prueba, estará dirigida por un ingeniero especializado.
- El ensayo de carga no deberá hacerse hasta que la porción de la estructura que se someterá a carga, cumpla 56 días de construida, al menos que la supervisión acuerde que el ensayo sea realizado antes, pero nunca antes de los 28 días.
- Cuando no sea ensayada toda la estructura se seleccionará para el ensayo de carga, la porción de la estructura que se considera que dará el mínimo margen de seguridad.
- Previamente a la aplicación de la carga de ensayo, será aplicada una carga equivalente a la carga muerta de servicio de esa porción y deberá permanecer en el lugar hasta después de que se haya tomado una decisión con relación a la aceptabilidad de la estructura.
- La carga de ensayo no deberá aplicarse hasta que los miembros de la estructura hayan soportado la carga muerta de servicio ( peso propio ) por lo menos 48 horas.
- Inmediatamente antes de la aplicación de la carga de ensayo a los miembros que trabajan a flexión (incluyendo vigas, losas y construcciones de pisos y techos), se harán las lecturas iniciales necesarias, para las

medidas de las deflexiones (y esfuerzos si ellos se consideran necesarios) causadas por la aplicación de la carga de ensayo.

- Los miembros que han sido seleccionados para ser cargados, serán sometidos a una carga de ensayos super impuesta, equivalente a 0.3 veces la carga muerta de servicio, más 1.7 veces la carga viva de servicio ( carga de ensayo =  $0.3 D + 1.7 L$  ).
- La carga de ensayo será aplicada a la estructura sin choques ni trepidaciones, y será proporcionada por un material de tal naturaleza que permita colocarla y retirarla fácilmente y que sea lo suficientemente flexible, como para que sea capaz de seguir la deformación del elemento de prueba.
- La carga de ensayo deberá dejarse en la posición provocada durante 24 horas, el tiempo durante el cual serán realizadas las lecturas de las deflexiones. Luego será removida la carga de ensayo y se realizarán lecturas adicionales, de las deflexiones durante las 24 horas posteriores a la remoción de la carga.
- Si la estructura o porción muestra señales de falla de acuerdo a los siguientes criterios, será desechada o se harán los cambios necesarios, que garanticen sus resistencias para el tipo de carga para el que fue diseñada.
- Si la deflexión máxima "d" de una viga de concreto reforzado, techo o piso exceda de  $L = 2/2000 * t$ , la recuperación de la deflexión, dentro de las 24 horas después de remover la carga de ensayo será por lo menos el 75 % de la deflexión máxima.
- Si la máxima deflexión "d" es menor de  $L = 2/2000 * t$ ; el requerimiento de recuperación de la deflexión puede dejarse de tomar en cuenta.
- En la determinación de la deflexión límite par de un voladizo "L", será tomado como dos veces la distancia media desde el soporte al extremo, y la deflexión se corregirá por movimiento de soporte.
- La parte de la construcción que no haya llegado a recuperar el 75 % de la deflexión, puede ser reensayada. El segundo ensayo de carga no será realizado hasta 72 horas después de que sea removida la carga de ensayo de la primera prueba.
- La estructura no mostrará evidencia de falla durante el reensayo, y la recuperación de la deflexión, producida por el segundo ensayo de carga será por lo menos del 75 %.

## **8.12.- PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE ESTRUCTURAS PARA ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE (RESERVORIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO)**

### **Generalidades**

Toda estructura que almacena agua potable será sometida a la prueba hidráulica y desinfección de acuerdo a lo señalado en la presente especificación técnica.

Todos los elementos necesarios para realizar las pruebas serán proporcionados por el constructor y aprobados por la supervisión.

### **Prueba hidráulica**

Antes de proceder al enlucido interior, la cuba será sometida a la prueba hidráulica para constatar la impermeabilidad; será llenada con agua hasta su nivel máximo por un lapso de 24 horas. En caso de que no se presenten filtraciones se ordenará descartarlo y enlucirlo.

En caso de que la prueba no sea satisfactoria, se repetirá después de haber efectuado los resanes, tantas veces como sea necesario para conseguir impermeabilidad total de la cuba.

Los resanes se realizarán picando la estructura, sin descubrir el fierro, para que pueda adherirse al concreto preparado con el aditivo respectivo.

### **Enlucido cara interior de la cuba**

Las caras interiores de las bóvedas de fondo, paredes circulares y chimeneas de la cuba, serán enlucidas empleando como impermeabilizante el producto SIKA, o similar aprobado por la supervisión.

En el caso de preparación de morteros, se utilizará solución SIKA o similar, obtenida de disolver una parte "SIKA 1" o similar en 10 partes de agua por volumen, lo cual se podrá usar en el término de tres o cuatro horas de preparado.

El enlucido consistirá en dos capas :

La primera de 1 cm. de espesor, preparado con mortero de cemento, arena en proporción 1:3 y solución SIKA o similar y la segunda capa con mortero 1:1 preparado igualmente con solución "SIKA" o similar.



### **Desinfección**

Las estructuras 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.

A toda la superficie interior de las estructuras se les esparcirá una solución de cloro al 0.1 %, de tal manera que todas las partes sean íntegramente humedecidas.

La estructura será llenada con una solución de cloro de 50 ppm. hasta una altura de 30 cm. de profundidad, dejándola reposar por un espacio de 24 horas; a continuación se llenará la cuba con agua limpia hasta el nivel máximo de operación, añadiéndose una solución de cloro de 25 ppm, debiendo permanecer así por un lapso de 24 horas; finalmente se efectuará la prueba de cloro residual, cuyo resultado no debe de ser menor de 5 ppm.

Se podrá usar cualquiera de los productos enumerados a continuación en orden de preferencias :

- Cloro líquido.
- Compuestos de cloro disuelto en agua.

Para la desinfección de cloro líquido se aplicará por medio de un aparato clorinador de solución, o cloro aplicado directamente de un cilindro con aparatos adecuados para controlar la cantidad indicada, para así asegurar la difusión efectiva del cloro.

Cuando la desinfección sea con compuestos de cloro disuelto, se podrá usar hipoclorito de calcio o similares, cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido.

### **8.14.-LAGUNAS DE ESTABILIZACION**

#### **TRABAJOS PRELIMINARES**

##### **Limpieza y deforestación**

Las áreas que deben ser limpiadas y/o deforestadas serán aquellas que se indiquen en los planos y que específicamente serán estacadas en el terreno por el Contratista y aprobado por el ingeniero Inspector. Esta área será extendida hasta 3.00 m. más allá del pie del talud exterior del embalse, si los planos no indican otra cosa.

La limpieza y deforestación consistirá en limpiar el área designada. Se eliminarán los árboles, obstáculos ocultos, arbustos y otra vegetación, basura y todo el material inconveniente; incluye el desenraizamiento y el retiro de todos los materiales inservibles que resulten de la limpieza y deforestación. Se removerán de 30 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.

### **Trazo y estacado**

Antes de construir la laguna, el terreno debe de ser estacado por el Contratista y obtener el visto bueno del ingeniero Inspector. En toda área se estacará y nivelará una cuadrícula con separación máxima de 30 cm, excepto bajo los diques, donde las estacas serán colocadas al pie interior y exterior. Luego de este proceso, el Contratista debe quitar el vegetal del área ocupada.

El volumen de excavación se determinará dibujando el perfil del piso de la laguna sobre los perfiles transversales del terreno que resulten de la nivelación previa.

## **MOVIMIENTO DE TIERRAS**

### **Excavaciones en explanación**

Una vez que toda el área de la laguna ha sido estacada y nivelada, el Contratista puede empezar a excavar hasta la cota de piso indicada en los planos.

Debe existir secuencia constructiva, de manera de garantizar que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación se obtenga luego de la limpieza y deforestación.

Consistirá en la excavación y explanación de la laguna, en la excavación y retiro del material inapropiado para la formación de los terraplenes, y en la excavación del material apropiado para los mismos: la arcilla.

No se permitirá la excavación y el empleo del material contiguo a la zona estacada para la laguna, comprendida entre los 30.00 metros a partir del pie interior del terraplén o dique de la laguna.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondo de la laguna será el que puede obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla, o una trilla, o con palas de mano, según los casos y lo determinado por el Ingeniero de control.

### **Préstamos**

Consistirá en la excavación y empleo de material aprobado y seleccionado por el Ingeniero de Control, de acuerdo a las especificaciones para la formación de terraplenes y taludes o ejecución de rellenos en particular. El préstamo procederá cuando no se encuentre cantidad suficiente de material adecuado proveniente de la excavación de la laguna de acuerdo con las alineaciones, rasantes y dimensiones indicados en los planos.

Se considera como distancia de transporte gratuito hasta 350 metros de la zona de trabajo, estacado por el Ingeniero de Control.

La cantidad de metros cúbicos de transporte será el producto del volumen de material de préstamo transcurrido más allá de los 350 metros lineales medidos en su posición original en metros cúbicos, multiplicado por la distancia de transporte en metros, divididos por cien.

Transporte que será pagado =  $( m^3 * m ) / 100$  y en el se incluye: mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos necesarios y gastos indirectos.

La parte superior de los terraplenes y el relleno de los cortes sobreexcavados será construido con material de préstamo selecto para acabados y material escogido y reservado para este fin desde la excavación.

### **TERRAPLENES ( DIQUES )**

#### **Rellenos**

Se ejecutarán con material del sitio o área de trabajo, de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con los alineamientos, rasantes, secciones transversales y dimensiones indicadas en los planos o como la haya estacado el Ingeniero Inspector. Todo trabajo de limpieza y deforestación deberá ser ejecutado en el área de 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 rellenos de zanjas.

El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes :

- Mínimo índice de plasticidad : 15 %
- Mínimo que pase por la malla Nº 200 de la serie Sieve : 25 %

El material para terraplenes será arcilla y 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 de alineación, 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 el césped, humus u otro material orgánico; igualmente, la zona del terraplén será removida (arada) de tal manera de que el material del terraplén se adhiera al terreno natural.

Todos los agujeros causados por la extracción de los tacones y la corrección de todas las irregularidades en la zona de la laguna serán rellenadas con material selecto.

### **Compactación**

El material para la formación de los terraplenes será colocado en capas horizontales de 20 y 30 cm. de espesor y que abarque todo el ancho de la sección, esparcidas suavemente con el equipo esparcidor u otro equipo aplicable. Capas de espesor mayor de 30 cm no serán usadas sin autorización del Ingeniero Inspector.

Los rellenos de capas horizontales deberán ser ejecutadas 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 de terraplén será humedecida o secada a un contenido de humedad necesario (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.

Cuando fuera requerido, se aplicará el riego en los lugares que haya sido desplazado a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del Contratista o de daños resultantes por causas naturales como son lluvias y vientos normales.

### **Afirmado**

Este trabajo será ejecutado después que el terraplén está completamente terminado y todas las estructuras y tuberías hayan sido instaladas y rellenas. Todo el material blando

o inestable que no es factible de compactar o que no sirve para el propósito señalado será removido.

Donde se estipule en los planos y especificaciones de metrado, 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 el 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 eliminados; terrones de arcilla ni de material orgánico serán aceptados.

El material afirmado estará formado por partículas o fragmentos de piedra o grava dura, durables, y su relleno de arena u otro mineral finamente dividido. La porción de material retenido en una malla N° 4 será llamado agregado grueso y aquella porción que pase la malla N° 4 será llamado relleno.

## **ESTABILIZADO**

### **Estabilizado**

Donde el material resistente no tenga la resistencia adecuada o requerida por lo planos o disposiciones especiales, el Contratista deberá construir una capa o lecho mezclado, un material estabilizado con el material natural existente de la excavación o préstamo.

Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como gravas, 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 colocados en capas de 15 cm. bien compactados y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos o arados.

Cuando sea 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 determinado por las pruebas hechas en cada capa, de no menor de 92 % de la máxima densidad determinada por el Método de Compactación del Estado de California de las Cinco Capas o del 95 % de la máxima determinación por el Método del Proctor Modificado.

## TERMINADO

Todas las áreas que forman el trabajo de la laguna, excavaciones, taludes, área de transición, serán uniformemente terminadas, tal como se indican en los cortes de los planos. El terminado será razonablemente alisado, compactado y libre de toda irregularidad y será el que se obtiene con motoniveladora y otro equipo similar. El terminado no variará en 3 cm. del indicado en los planos.

## ACABADO

### Pavimentos

En algunos casos se podrá especificar la pavimentación de los taludes mediante la colocación de piedra escogida o terraplén (rip-rap) en el espesor que indiquen los planos. la piedra usada como rip-rap debe de ser dura, densa y durable.

El tamaño mínimo de la piedra será la que tenga un tamaño mínimo de 500 gr. y el tamaño máximo la que tenga un peso máximo de 1 Kg. El espesor y ancho de las piedras no debe de ser menor que la tercera parte de su longitud. Se permitirá el uso de hasta el 15 % en peso de piedras que pasen por la malla de 3" y no se permitirá más del 5 % de tierra, arena o polvo de roca.

El terraplén o rip-rap se colocará en forma estable sin tendencia al deslizamiento y no deberá haber espacios grandes sin rellenar dentro del rip-rap.

### Impermeabilización

En los casos donde se especifique la impermeabilización de las lagunas, éstas se ejecutarán mediante la colocación de una capa de arcilla (tipo adobe) de 5 a 10 cm de espesor según lo especifiquen los planos y lo ordene el Ingeniero Inspector.

La arcilla para impermeabilización debe estar libre de materia orgánica o basura, además estará pulverizada de tal manera que esté graduada en la siguiente forma :

Tamiz	% que pase
Tamiz 1/2"	100.00 %
Tamiz 1/4"	80.00 %

También puede emplearse como impermeabilización una capa de terracemento de 5 cm. de espesor, en la porción de 1:5 , preparada con agua a razón de 6 galones por saco de cemento. Una vez terminada la capa impermeable, será curada por un tiempo no menor de 15 días.

**VARIOS : Cerco y sembrío de grass**

Un cerco de tierra alrededor de los terrenos donde se construye la laguna, se ejecutará de acuerdo como especifiquen los planos. Debe tener sus puertas de acceso y letreros respectivos.

Se sembrará grama en los taludes y parte de la calzada como lo indiquen los planos y como se especifica.

Luego que la capa de tierra vegetal ha sido colocada, esta deberá ser compactada y nivelada con la inclinación de taludes especificados en los planos.

## **9.0 - Presupuesto de Obra**

### **9.1- Consideraciones y Presupuestos de Obra**

#### **a- Consideraciones en la elaboración de precios unitarios generales**

1. El análisis de cada partida considera la mano de obra, maquinaria, equipo y materiales necesarios para la completa determinación de la misma.
2. Los costos de mano de obra son los que rigen para las obras de construcción civil e incluyen sus leyes sociales y bonificaciones que corresponden para este tipo de obras.
3. Los costos de maquinarias y equipos se han obtenido de la lista de tarifas de alquiler de los precios del mercado.
4. Los precios de materiales son los cotizados a los precios del mercado; el flete se ha considerado de manera global, para el traslado de materiales, equipos y maquinarias.
5. En los análisis de precios para las partidas de obras provisionales se han considerado los insumos básicos de acuerdo a las características y magnitud de la obra.
6. En los costos de las partidas de suministros se incluye el porcentaje de rotura y/o desperdicios de los materiales que intervienen en ellas.
7. En los costos de las partidas de eliminación de desmonte se ha considerado su porcentaje de esponjamiento.

#### **b- Consideraciones en la elaboración de precios unitarios en las líneas de agua potable**

1. En los análisis de las partidas de excavación se ha considerado la demora por dificultades que se presenten al cruzar servicios existentes.
2. Los costos de las partidas de excavación, incluyen las sobre excavaciones necesarias para la colocación de la cama de apoyo de la tubería.
3. En la partida de preparación de la cama de apoyo para la tubería, se ha analizado con recubrimiento de material selecto.
4. Los costos de las partidas de relleno se han analizado con un recubrimiento de material selecto de 0.30 m sobre la clave de la tubería.
5. Los costos de las partidas de instalación de accesorios y grifos contra incendio incluye su anclaje de concreto  $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$ .



6. En las partidas de instalación de válvulas de compuerta se incluye su anclaje de concreto  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ , su registro y la preparación de su moha correspondiente.

**c- Consideraciones en la elaboración de precios unitarios en las líneas de alcantarillado**

1. En los análisis de las partidas de excavación se ha considerado la demora por dificultades que se presenten al cruzar servicios existentes.
2. Los costos de las partidas de excavación incluyen las sobre excavaciones necesarias para la colocación de la cama de apoyo para la tubería.
3. En la partida de preparación de la cama de apoyo para la tubería, se ha analizado con un recubrimiento de arena gruesa.
4. Los costos de las partidas de relleno se han analizado con un recubrimiento de material selecto de 0.30 m sobre la clave de la tubería.
5. En los costos de la partida de construcción de buzones, se considera también su movimiento de tierra, así como los anclajes de concreto  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$  en los ingresos y salidas de los tramos.

**d- Consideraciones en la elaboración de precios unitarios en el reservorio y planta de tratamiento.**

1. Todos los costos de concreto contemple en su preparación, el uso de maquinaria mezcladora y la utilización del vibrador en el concreto armado.
2. Las partidas de acero estructural ( barras de fierro, alambre ), corresponde al cortado, doblado y colocado del mismo.
3. En los costos de la escalera metálica, abarca su fabricación e instalación.
4. Las partidas de prueba hidráulica y desinfección de estructuras, incluye el retiro del agua.
5. Los costos para las partidas de instalaciones sanitarias y eléctricas interiores incluyen el picado del mismo y la colocación de tuberías y ductos.
6. Las partidas de muros de ladrillos considera asentados con mezcla de cemento-arena 1:4 y juntas de 1.5 cm.
7. Los costos de tarrajeo de muros interiores, exteriores, cielo raso y vestidura de derrames serán de mezcla cemento-arena 1:4 y espesor de 1.5 cm.

**9.20.- PRESUPUESTO DE OBRA**

9.21 - RESUMEN DE PRESUPUESTO

PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO

LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo  
 FECHA : Agosto 1996

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	PARCIAL	SUB-TOTAL
<b>PRIMERA ETAPA</b>					
1,00	CAPTACION	Gib	1,00	50102,85	
2,00	PLANTA DE TRATAMIENTO	Gib	1,00	341690,29	
3,00	RESERVORIO APOYADO	Gib	1,00	210143,13	
4,00	LINEA DE CONDUCCION - ADUCCION	Gib	1,00	226677,60	828613,87
<b>RED DE AGUA POTABLE</b>					
5,00	RED DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	782809,37	
6,00	RED DE AGUA POTABLE SAN RAMON	Gib	1,00	209721,74	
7,00	RED DE AGUA POTABLE CHAVINI	Gib	1,00	86466,59	1078997,70
<b>RED DE ALCANTARILLADO</b>					
8,00	RED DE ALCANTARILLADO SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	1397078,14	
9,00	RED DE ALCANTARILLADO SAN RAMON	Gib	1,00	701945,68	
10,00	RED DE ALCANTARILLADO CHAVINI	Gib	1,00	86466,59	2185400,41
<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE</b>					
11,00	CONEX. DOMIC. AGUA SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	154736,84	
12,00	CONEX. DOMIC. AGUA SAN RAMON	Gib	1,00	107916,87	
13,00	CONEX. DOMIC. AGUA CHAVINI	Gib	1,00	9194,36	271848,06
<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO</b>					
14,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	253277,42	
15,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. SAN RAMON	Gib	1,00	176641,24	
16,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. CHAVINI	Gib	1,00	27836,46	457755,12
<b>LAGUNAS DE ESTABILIZACION</b>					
17,00	LAGUNAS ESTABILIZ. SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	546974,16	
18,00	LAGUNAS ESTABILIZ. SAN RAMON	Gib	1,00	30996,14	577970,30
<b>SEGUNDA ETAPA</b>					
<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE</b>					
1,00	CONEX. DOMIC. AGUA SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	32123,12	
2,00	CONEX. DOMIC. AGUA SAN RAMON	Gib	1,00	44300,51	
3,00	CONEX. DOMIC. AGUA CHAVINI	Gib	1,00	4409,06	80832,68
<b>CONEXIONES DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO</b>					
4,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. SAN MARTIN DE PANGO	Gib	1,00	52579,98	
5,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. SAN RAMON	Gib	1,00	72512,26	
6,00	CONEX. DOMIC. ALCANT. CHAVINI	Gib	1,00	7216,86	132309,10
<b>LAGUNAS DE ESTABILIZACION</b>					
7,00	LAGUNAS ESTABILIZ. CHAVINI	Gib	1,00	12165,65	12165,65
TOTAL COSTO DIRECTO					5625982,89
GASTOS GENERALES (15 %)					843897,43
UTILIDAD (10 %)					562598,29
SUB-TOTAL					7032478,61
I.G.V. (18 %)					1265846,15
TOTAL PRESUPUESTO					8298324,76

**PRESUPUESTO - ESTRUCTURA DE CAPTACION**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : ESTRUCTURA DE CAPTACION**

**LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,10	Transporte de maquinaria y equipo	gjb	1,00	594,36	594,36	594,36
2,00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
2,10	Limpieza del terreno	m2	66,00	1,12	73,92	
2,20	Trazos, niveles y replanteo	m2	60,00	1,79	107,40	
2,30	Defensas provisionales en río	m2	24,00	28,24	677,76	859,08
3,00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
3,10	Explanación en cauce del río	m3	12,00	28,24	338,88	
3,20	Excavación en lecho del río (en agua)	m3	16,00	32,61	521,76	
3,30	Excavación de cimentación (estructuras)	m3	53,55	41,30	2211,62	
3,40	Entrocado acomodado diámetro nominal 0,50 m (extraído de la zona)	m3	10,14	3,09	31,33	3103,99
4,00	<b>CONCRETO SIMPLE</b>					
4,10	Concreto ciclópeo					
4,11	a- Concreto 1:6+30% de PM (4")	m3	39,27	116,67	4581,63	
4,12	b- Encofrado	m2	38,28	21,65	828,76	
4,20	Concreto simple f'c=175 kg/cm2 para asentado de albañilería en roca	m3	4,34	179,88	780,68	6191,07
5,00	<b>CONCRETO ARMADO</b>					
5,10	Concreto armado f'c=175 kg/cm2					
5,11	a- Concreto	m3	52,30	188,99	9863,26	
5,12	b- Encofrado	m2	105,80	29,34	3104,17	
5,13	c- Refuerzo	kg	650,72	2,17	1412,06	14379,49
6,00	<b>REVOQUES</b>					
6,10	Tarrajeo mortero 1:4 e=2 cm	m2	56,60	13,58	768,63	768,63
7,00	<b>SUMINISTRO DE COMPUERTAS, VALVULAS Y TUBERIAS</b>					
7,01	Sumin. e instal. Tubería PVC 8"	ml	20,00	36,07	721,40	
7,02	Sumin. e instal. Tubería Fo. Fo. 8" Bridado	ml	3,00	386,28	1158,84	
7,03	Sumin. e instal. Tubería Fo. Fo. 10" Bridado	ml	5,50	478,67	2632,69	
7,04	Sumin. e instal. Transición Fo. Fo. - PVC 8"	und	1,00	199,14	199,14	
7,05	Sumin. e instal. Transición Fo. Fo. - PVC 10"	und	1,00	316,79	316,79	
7,06	Sumin. e instal. Brida Rompe agua 8"	und	1,00	59,89	59,89	
7,07	Sumin. e instal. Brida Rompe agua 10"	und	1,00	78,26	78,26	
7,08	Sumin. e instal. Codo Fo. Fo. 10" x 90°	und	1,00	466,10	466,10	
7,09	Sumin. e instal. Codo Fo. Fo. 8" x 22,5°	und	1,00	257,58	257,58	
7,10	Sumin. e instal. Válvula Fo. Fo. 8" Bridado	und	1,00	804,17	804,17	
7,11	Sumin. e instal. Válvula Fo. Fo. 10" Bridado	und	1,00	916,69	916,69	
7,12	Sumin. e instal. Compuerta de captación	und	1,00	1367,47	1367,47	
7,13	Sumin. e instal. Rejilla Fo. Cox. 3/4"	ml	12,40	1085,38	13458,71	
7,14	Sumin. e instal. Canastilla de bronce 10"	und	1,00	435,00	435,00	
7,15	Sumin. e instal. Escalera Fo. Gdo. 3/4"	ml	7,50	134,88	1011,60	
7,16	Sumin. e instal. Tapa Fo. Fdo. D=0,60 m	und	1,00	232,93	232,93	
7,17	Sumin. e instal. Tapa prefabricada C°A° 0,40x0,70x0,075	und	3,00	23,35	70,05	
7,18	Sumin. e instal. Tablones de 2" x 10" x 2,70	und	3,00	6,44	19,32	24206,63
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>50102,85</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>7515,43</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>5010,29</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>62628,57</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>11273,14</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>73901,71</b>

**PRESUPUESTO - PLANTA DE TRATAMIENTO**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANCOA**

**OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO**  
**LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
<b>A-</b>	<b>PLANTA DE TRATAMIENTO</b>					
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,10	Traslado de equipo y maquinaria	glb	1,00	435,76	435,76	
1,20	Trazo y replanteo	m2	347,86	1,79	622,67	
1,30	Apertura de camino de acceso	glb	1,00	180,00	180,00	1238,43
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,10	Excavación de zanja a mano	m3	387,49	16,54	6409,08	
2,20	Excavación maciva a máquina	m3	699,35	4,12	2881,32	
2,30	Refino de tahudes	m2	134,33	1,16	155,82	
2,40	Niv., refino y compactación para solado	m2	211,38	1,51	319,18	
2,50	Relleno y compactación de area adyacente	m3	34,07	2,12	72,23	
2,60	Traslado de material excedente fuera del limite de la obra	m3	1267,86	7,69	9749,84	19587,47
3,00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3,10	DESARENADOR					
	a- Solado de $f_c=100$ kg/cm <sup>2</sup> ( $e=4"$ )	m2	60,03	16,58	995,30	
3,20	FLOCULADORES					
	a- Solado de $f_c=100$ kg/cm <sup>2</sup> ( $e=4"$ )	m2	75,60	16,58	1253,45	
3,30	SEDIMENTADOR					
	a- Solado de $f_c=100$ kg/cm <sup>2</sup> ( $e=4"$ )	m2	70,77	16,58	1173,37	
3,40	FILTROS					
	a- Solado de $f_c=100$ kg/cm <sup>2</sup> ( $e=4"$ )	m2	136,48	16,58	2262,84	
	b- Mortero C:A = 1:3 (falso fondo)	m3	1,00	372,40	372,40	
3,50	MUROS PERIMETRALES					
	a- Cimiento 1:10 + 30% P.M. 6" máx.	m3	35,70	106,63	3806,69	
	b- Sobrecimiento C concreto $f_c=140$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	6,69	164,98	1103,72	
	c- Encofrado y desencofrado	m2	89,25	25,54	2279,45	
3,60	OTROS					
	a- Vereda $f_c=175$ kg/cm <sup>2</sup> ( $e=0,15$ m)	m2	135,00	28,66	3869,10	17116,32
4,00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4,10	LOSA DE FONDO					
4,11	DESARENADOR					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	12,09	229,08	2769,58	
	b- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	555,44	2,14	1188,64	
4,11	FLOCULADORES					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	9,74	229,08	2231,24	
	b- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	323,90	2,14	693,15	
4,12	SEDIMENTADOR					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	6,45	229,08	1477,57	
	b- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	397,82	2,14	851,33	
4,13	FILTROS					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	30,12	229,08	6899,89	
	b- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	1081,02	2,14	2313,38	
4,20	MUROS Y CANALES					
4,21	DESARENADOR					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	28,60	229,08	6551,69	
	b- Encofrado y desencofrado (muros y canales)	m2	232,32	31,08	7220,51	
	c- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	1012,50	2,14	2166,75	
4,22	FLOCULADORES					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	20,57	229,08	4712,18	
	b- Encofrado y desencofrado (muros y canales)	m2	185,37	31,08	5761,30	
	c- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	730,49	2,14	1563,25	
4,23	SEDIMENTADOR					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	40,12	229,08	9190,69	
	b- Encofrado y desencofrado (muros y canales)	m2	355,95	31,08	11062,93	
	c- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	1730,15	2,14	3702,52	
4,24	FILTROS					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup> + impermeab.	m3	130,26	229,08	29839,96	
	b- Encofrado y desencofrado (muros y canales)	m2	1040,49	31,08	32338,43	
	c- Acero $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	10864,87	2,14	23250,82	
4,30	LOSA DE TECHO					
4,31	FILTROS					
	a- Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	11,75	229,08	2691,69	
	b- Encofrado y desencofrado (techo)	m2	78,35	37,56	2942,83	

PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO  
 LUGAR : San Martín de Pangoa - Salta  
 FECHA : Agosto 1996

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
	c- Acero fy=4200 kg/cm2	kg	644,05	2,14	1378,27	
4,40	FALSO FONDO (LOSA)					
4,41	FILTROS					
	a- Concreto fc= 350 kg/cm2 + impermeab.	m3	5,19	319,87	1660,13	
	b- Encofrado y desencofrado (falso fondo)	m2	11,70	28,71	335,91	
	c- Acero fy=4200 kg/cm2	kg	849,86	2,14	1818,70	
4,50	COLUMNAS CERCO PERIMETRICO					
	a- Concreto fc= 175 kg/cm2	m3	6,83	211,34	1443,45	
	b- Encofrado y desencofrado	m2	87,36	21,45	1873,87	
	c- Acero fy=4200 kg/cm2	kg	767,00	2,14	1641,38	171572,04
5,00	REVOQUES Y TARRAJEOS					
5,10	DESARENADOR					
	a- Losa de fondo Mort. 1:3 + Imp.	m2	76,56	17,88	1368,89	
	b- Muros y canales Int. Mort. 1:3 + Imp.	m2	116,16	19,23	2233,76	
	c- Muros y canales Est. Mort. 1:5	m2	23,49	10,22	240,07	
5,20	FLOCULADORES					
	a- Losa de fondo Mort. 1:3 + Imp.	m2	33,53	17,88	599,52	
	b- Muros y canales Int. Mort. 1:3 + Imp.	m2	92,53	19,23	1779,35	
	c- Muros y canales Est. Mort. 1:5	m2	22,50	10,22	229,95	
5,30	SEDIMENTADOR					
	a- Losa de fondo Mort. 1:3 + Imp.	m2	21,50	17,88	384,42	
	b- Muros y canales Int. Mort. 1:3 + Imp.	m2	177,65	19,23	3416,21	
	c- Muros y canales Est. Mort. 1:5	m2	30,33	10,22	309,97	
5,40	FILTROS					
	a- Losa de fondo Mort. 1:3 + Imp.	m2	144,92	17,88	2591,17	
	b- Muros y canales Int. Mort. 1:3 + Imp.	m2	519,82	19,23	9996,14	
	c- Muros y canales Est. Mort. 1:5	m2	16,90	10,22	172,72	23322,17
6,00	ALBAÑILERIA					
6,10	Muro de ladrillo K.K. de saga mezcla 1:5	m2	284,00	24,07	6835,88	6835,88
7,00	MATERIAL FILTRANTE					
7,10	Antracita	m3	23,40	68,22	1596,35	
7,20	Arena	m3	14,04	68,22	957,81	
7,30	Grava	m3	26,68	68,22	1820,11	4374,27
8,00	VERTEDEROS, COMPUERTAS Y PLANCHAS DE A.C.					
8,10	DESARENADOR					
8,11	Compuerta metálica con plancha de acero de 0,44x1,25mx1/4" y corredera de 1"x1/2"x1/8" y plancha de 1"x1/8"	und	2,00	384,88	769,76	
8,12	Compuerta metálica con plancha de acero de 0,54x0,75mx1/4" y corredera de 1"x1/2"x1/8" y plancha de 1"x1/8"	und	2,00	258,38	516,76	
8,20	FLOCULADORES					
8,21	Vertedero de plancha de acero 0,54x0,75x1/4" con pernos de Fo.Gdo. 3/16"x1 1/2 con tuerca	und	1,00	235,38	235,38	
8,22	Plancha de Asbesto-Cemento de 2,40x1,10x0,02 con perfil L 3/16"x1"x1" , perfil L 1/8"x1"x1" perfil T 1/8"x1"x1"	und	89,00	91,26	8122,14	
8,30	SEDIMENTADOR					
8,31	Plancha de Asbesto-Cemento de 2,40x2,08x0,01 con 3 listones de madera P.O. 1,20m x 2"x2" con tacos y pernos Fo.Gdo. de 3/16" x 1 1/2"	und	264,00	71,50	18876,00	
8,40	FILTROS					
8,41	Compuerta de 20"x20" incluido pedestal y gusano de 4,00 m	und	4,00	383,15	1532,60	30052,64
9,00	INSTALACIONES SANITARIAS					
9,10	FILTROS					
9,11	Tubería PVC-SAP C-10 1" (falso fondo)	ml	312,00	3,75	1170,00	
9,12	Ventilación	und	1,00	273,47	273,47	1443,47
10,00	VARIOS					
10,10	Pasamanos Fo.Gdo. 1"	ml	54,35	27,93	1518,00	1518,00

PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA

OBRA : PLANTA DE TRATAMIENTO  
 LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo  
 FECHA : Agosto 1996

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
<b>B- SISTEMA DE PURGA</b>						
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,10	Trazo y replanteo	ml	100,20	0,49	49,10	49,10
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,10	Excavación para construcción de buzones					
	a- Hp = 3,00 m	m3	27,17	46,20	1255,25	
	b- Hp = 4,00 m	m3	59,43	51,57	3064,81	
	c- Hp = 5,00 m	m3	29,43	79,86	2350,28	
2,20	Excavación de zanjas para tuberías					
	a- Hp = 3,20 m	ml	53,30	44,21	2356,39	
	b- Hp = 4,00 m	ml	25,78	51,57	1329,47	
2,30	Refino y nivelación de zanjas	ml	100,20	0,82	82,16	
2,40	Preparación de cama de apoyo	ml	100,20	1,33	133,27	
2,50	Relleno y compactación de zanjas de tuberías					
	a- Hp = 3,00 m	ml	53,30	10,17	542,06	
	b- Hp = 4,00 m	ml	25,78	10,41	268,37	11382,06
3,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
3,10	Tubería PVC 10" C-P	ml	36,15	64,66	2337,46	
3,20	Tubería PVC 12" C-P	ml	20,00	89,34	1786,80	
3,30	Tubería Fo. Fdo. 8"	ml	15,40	386,28	5948,71	
3,40	Tubería Fo. Fdo. 10"	ml	7,53	478,67	3604,39	13677,36
4,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS					
4,10	Codo Fo. Fdo. 8" x 90°	und	3,00	257,58	772,74	
4,20	Codo Fo. Fdo. 8" x 45°	und	1,00	257,58	257,58	
4,30	Codo Fo. Fdo. 10" x 90°	und	4,00	466,10	1864,40	
4,40	Codo Fo. Fdo. 10" x 45°	und	1,00	466,10	466,10	
4,50	Brida rompe agua 8"	und	7,00	59,89	419,23	
4,60	Brida rompe agua 10"	und	6,00	78,26	469,56	4249,61
5,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS					
5,10	Válvula de Fo. Fdo. 8" Bridada	und	7,00	804,17	5629,19	
5,20	Válvula de Fo. Fdo. 10" Bridada	und	4,00	916,69	3666,76	9295,95
6,00	PRUEBA HIDRAULICA					
6,10	Prueba hidráulica en tubería de desague	ml	100,20	1,77	177,35	177,35
7,00	ESTRUCTURAS DE CONCRETO					
7,10	Buzón tipo I Hp = 1,50 m	und	3,00	1294,40	3883,20	
7,20	Buzón tipo I Hp = 4,00 m	und	5,00	2956,69	14783,45	
7,30	Buzón tipo I Hp = 5,00 m	und	2,00	3565,76	7131,52	25798,17
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>341690,29</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>51253,54</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>34169,03</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>427112,86</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>76880,31</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>503993,17</b>

**PRESUPUESTO - RESERVOIRIO DE REGULACION**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : RESERVOIRIO DE REGULACION CAPACIDAD 1050 M3**  
**LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,10	Campamento provisional para la obra	und	1,00	659,75	659,75	
1,20	Cartel de identificación de la obra 5,40x3,60	und	1,00	934,03	934,03	
1,30	Trazos y replanteos iniciales para la nivelación	und	1,00	125,65	125,65	
1,40	Trazos y replanteos para excavación	und	1,00	125,65	125,65	
1,50	Movilización de equipo, maquinarias y herramientas para la obra	glb	1,00	339,25	339,25	2184,33
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,10	Excavaciones - cortes en T.N.	m3	48,00	3,10	148,80	
2,20	Excavaciones - cortes en T.R.	m3	35,00	52,05	1821,75	
2,30	Excavaciones para zapata y losa de fondo T.R.	m3	112,00	52,05	5829,60	
2,40	Rafino, nivelación y compactación para falso piso - Losa de Reservoirio	m2	167,00	1,33	222,11	
2,50	Eliminación de desmonte d=30 m	m3	160,00	7,69	1230,40	9252,66
3,00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3,10	RESERVOIRIO					
3,11	Concreto simple $f_c = 110 \text{ kg/cm}^2$ Falso piso - Losa de Reservoirio	m3	19,19	137,45	2637,67	2637,67
3,20	CASETA DE VALVULAS					
3,21	Concreto 1:10 para solado	m3	0,20	142,75	28,55	
3,22	Concreto 1:10 30% P.M. para Cimiento Comido	m3	4,00	103,22	412,88	
3,23	Concreto $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ para sobrecimiento	m3	0,95	142,79	135,65	
3,24	Encofrado y desencofrado de sobrecimiento	m2	7,50	21,65	162,38	
3,25	Piso de concreto $e = 4"$	m2	24,75	15,28	378,18	
3,26	Vereda rígida de concreto $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m2	20,00	32,24	644,80	1762,44
4,00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4,10	ZAPATA DE RESERVOIRIO					
4,11	Concreto $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	m3	99,65	201,87	20116,35	
4,12	Encofrado y desencofrado para zapatas circulares	m2	48,84	34,69	1694,26	0,00
4,13	Acero estructural trabajado	kg	1938,49	2,39	4632,99	
4,20	LOSA DE FONDO					
4,21	Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	11,43	218,77	2500,54	
4,22	Acero estructural trabajado	kg	380,25	2,39	908,80	
4,30	MURO CILINDRICO DE CUBA					
4,31	Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	134,04	218,78	29325,27	
4,32	Encofrado y desencofrado para muros cilindricos	m2	638,30	35,78	22838,37	
4,33	Acero estructural trabajado	kg	7850,00	2,39	18761,50	
4,40	CUPULA					
4,41	Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	11,90	218,78	2603,48	
4,42	Encofrado y desencofrado para cúpula esférica	m2	145,19	43,18	6269,30	
4,43	Acero estructural trabajado	kg	1050,00	2,39	2509,50	
4,50	VIGA DE CORONACION					
4,51	Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	9,68	179,28	1735,43	
4,52	Encofrado y desencofrado para viga circular	m2	39,36	38,11	1500,01	0,00
4,53	Acero estructural trabajado	kg	585,00	2,39	1398,15	
4,60	CASETA DE VALVULAS					
4,61	COLUMNAS					
	Concreto $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	m3	0,65	164,08	106,65	
	Encofrado y desencofrado	m2	1,00	17,58	17,58	
	Acero estructural trabajado	kg	14,45	2,39	34,54	
4,62	TECHO					
	Concreto $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	m3	3,20	201,87	645,98	
	Encofrado y desencofrado	m2	25,00	19,93	498,25	
	Acero estructural trabajado	kg	50,00	2,39	119,50	118216,45
5,00	MAMPOSTERIA					
5,01	Asentado de ladrillo Muros de Caseta	m2	23,55	30,42	716,39	
5,02	Ladrillo pastelero (Cubierta caseta)	m2	24,75	17,59	435,35	1151,74



PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA

OBRA : RESERVOIRIO DE REGULACION CAPACIDAD 1050 M3  
 LUGAR : San Martin de Pangoa - Satipo  
 FECHA : Agosto 1996

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
6,00	REVOQUES Y TARRAJEOS					
6,01	Tarrajeo con impermeab. Losa de Reserorio	m2	167,00	12,26	2047,42	
6,02	Tarrajeo con impermeab. para muros	m2	319,00	15,43	4922,17	
6,03	Cielo raso con mortero 1:5 x 1.5 cm	m2	155,00	15,26	2365,30	
6,04	Tarrajeo exterior muros de Reserv. mortero 1:5 x 1.5 cm	m2	350,00	12,36	4326,00	
6,05	Tarrajeo exterior cúpula, viga mortero 1:5 x 1.5 cm	m2	195,00	12,07	2353,65	
6,06	Tarrajeo interior de la caseta de válvulas	m2	29,20	9,27	270,68	
6,07	Tarrajeo exterior de la caseta de válvulas	m2	32,40	12,07	391,07	16676,29
7,00	CARPINTERIA DE MADERA					
7,01	Puerta de caseta de válvulas	und	1,00	367,25	367,25	
7,02	Ventana de caseta de válvulas	und	1,00	324,75	324,75	692,00
8,00	CARPINTERIA METALICA					
8,01	Escalera de tubería de Fo. Gdo. con parantes de 2" y peldaños de 1"	ml	16,00	129,37	2069,92	
8,02	Marco y tapa de plancha LAC 1/16" con con mecanismo de seguridad	und	2,00	241,01	482,02	
8,03	Ventilación con tubería de acero 6"	und	4,00	102,48	409,92	
8,05	Rejilla de evacuación de agua de la caseta	und	1,00	91,26	91,26	3053,12
9,00	PINTURA					
9,01	Pintado interior de la caseta de válvulas	m2	30,00	7,06	211,80	
9,02	Pintado exterior de la caseta de válvulas	m2	32,40	7,06	228,74	
9,03	Pintado de cielo raso con látex	m2	14,80	7,06	104,49	
9,04	Pintado exterior del reservorio a la cal	m2	350,00	3,09	1081,50	
9,05	Pintado de logotipo de reservorio con látex acrílico	m2	30,00	6,08	182,40	1808,93
10,00	EQUIPAMIENTO DE LA CASETA					
10,01	Tubería de acero SCH-40 10"	ml	21,70	231,12	5015,30	
10,02	Tubería de acero SCH-40 12"	ml	19,60	336,96	6604,42	
10,03	Tee de acero bridado 12"	und	1,00	1282,87	1282,87	
10,04	Tee de acero bridado 12"x10"	und	2,00	1048,27	2096,54	
10,05	Canastilla de bronce bridado cilíndrico 12"	und	1,00	638,11	638,11	
10,06	Empaquetaduras de jebes enlonado	und	48,00	21,60	1036,80	
10,07	Brida de acero rompe agua 12"	und	1,00	411,00	411,00	
10,08	Codo Fo. Fdo. bridado 10"x45°	und	4,00	466,10	1864,40	
10,09	Codo Fo. Fdo. bridado 10"x90°	und	2,00	466,10	932,20	
10,10	Codo Fo. Fdo. bridado 12"x45°	und	3,00	633,22	1899,66	
10,11	Codo Fo. Fdo. bridado 12"x90°	und	2,00	633,22	1266,44	
10,12	Unión flexible DRESSER 10"	und	2,00	692,65	1385,30	
10,13	Unión flexible DRESSER 12"	und	1,00	753,98	753,98	
10,14	Valvula de compuerta Fo. Fdo. Bridado 10"	und	2,00	916,69	1833,38	
10,15	Valvula de compuerta Fo. Fdo. Bridado 12"	und	1,00	1318,12	1318,12	
10,16	Medidor de caudal Tipo Axial 12"	und	1,00	6338,26	6338,26	
10,17	Válvula flotador	und	1,00	1193,40	1193,40	
10,18	Montaje de las instalaciones hidráulicas del Reserorio	und	1,00	12000,00	12000,00	47870,18
11,00	OTROS					
11,01	Prueba hidráulica con empleo de sistema y equipo de bombeo	m3	1100,00	3,66	4026,00	
11,02	Limpieza y desinfección de reservorio	m2	412,00	0,45	185,40	
11,03	Regla graduada indicador de niveles para Reserorio	und	1,00	625,92	625,92	4837,32
TOTAL COSTO DIRECTO						210143,13
GASTOS GENERALES ( 15 % )						31521,47
UTILIDAD ( 10 % )						21014,31
SUB-TOTAL						262678,91
I.G.V. ( 18 % )						47282,20
TOTAL PRESUPUESTO						309961,11

**PRESUPUESTO - LINEA DE CONDUCCION - LINEA DE ADUCCION**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : LINEA DE CONDUCCION - LINEA DE ADUCCION**

**LUGAR : San Martín de Pangoa - Satipo**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	LINEA DE CONDUCCION					
1,10	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,11	Trazo y replanteo	ml	976,80	0,44	429,79	429,79
1,20	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
1,21	Excavación de zanja T.N. Tub. 8" - 10"	ml	976,80	4,66	4551,89	
1,22	Refino y nivelación de zanjas	ml	976,80	1,53	1494,50	
1,23	Preparación de la cama de apoyo	ml	976,80	1,07	1045,18	
1,24	Relleno y compactación	ml	976,80	7,40	7228,32	14319,89
1,30	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
1,31	Suministro e instalación de tubería PVC 10" A-5	ml	976,80	64,66	63159,89	63159,89
1,40	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS					
1,41	Sumin. e instal. Codo PVC 10" x 45°	und	2,00	390,17	780,34	
1,42	Sumin. e instal. Codo PVC 10" x 22,5°	und	4,00	390,17	1560,68	2341,02
1,50	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS					
1,51	Sumin. e instal. de válvula de aire 3/4"	und	1,00	556,37	556,37	556,37
1,60	CONCRETO PARA APOYO DE ACCESORIOS					
1,61	Concreto simple f'c = 140 kg/cm2	m3	0,16	158,57	25,37	25,37
1,70	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
1,71	Prueba hidráulica y desinfección	ml	976,80	2,51	2451,77	2451,77
2,00	LINEA DE ADUCCION					
2,10	TRABAJOS PRELIMINARES					
2,11	Trazo y replanteo	ml	1220,00	0,44	536,80	536,80
2,20	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,21	Excavación de zanja T.N. Tub. 12" - 14"	ml	1220,00	5,72	6978,40	
2,22	Refino y nivelación de zanjas	ml	1220,00	1,99	2427,80	
2,23	Preparación de la cama de apoyo	ml	1220,00	1,23	1500,60	
2,24	Relleno y compactación	ml	1220,00	14,44	17616,80	28523,60
2,30	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
2,31	Suministro e instalación de tubería PVC 12" A-7.5	ml	1220,00	89,34	108994,80	108994,80
2,40	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS					
2,41	Sumin. e instal. Codo PVC 12" x 90°	und	1,00	576,85	576,85	
2,42	Sumin. e instal. Reduc. PVC 12" - 10"	und	1,00	576,85	576,85	1153,70
2,50	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
2,51	Prueba hidráulica y desinfección	ml	1220,00	3,43	4184,60	4184,60
						226677,60
						34001,64
						22667,76
						283347,00
						51002,46
						334349,46

**PRESUPUESTO - RED DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : RED DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGOA**

**LUGAR : San Martín de Pangoa - Sntpo**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,01	Trazo y replanteo	ml	20529,00	0,44	9032,76	9032,76
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,01	Excavación para tubería 2"-4"	ml	19035,00	3,67	69858,45	
2,02	Excavación para tubería 6"-8"	ml	1240,00	4,31	5344,40	
2,03	Excavación para tubería 10"-12"	ml	254,00	5,05	1282,70	
2,04	Rafino y nivelación de zanjas	ml	20529,00	1,34	27508,86	
2,05	Preparación de cama de apoyo	ml	20529,00	1,07	21966,03	
2,06	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 2"-4"	ml	19035,00	5,45	103740,75	
2,07	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 6"-8"	ml	1240,00	6,73	8345,20	
2,08	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 10"-12"	ml	254,00	9,21	2339,34	240385,73
3,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
3,01	Sumin. e instal. tubería PVC 2" C-7.5	ml	154,00	3,55	546,70	
3,02	Sumin. e instal. tubería PVC 3" C-7.5	ml	2582,00	6,79	17531,78	
3,03	Sumin. e instal. tubería PVC 4" C-7.5	ml	8223,00	10,54	86670,42	
3,04	Sumin. e instal. tubería PVC 6" C-7.5	ml	1030,00	21,51	22155,30	
3,05	Sumin. e instal. tubería PVC 10" C-7.5	ml	254,00	64,66	16423,64	
3,06	Sumin. e instal. tubería PVC 2" C-10	ml	372,00	4,29	1595,88	
3,07	Sumin. e instal. tubería PVC 3" C-10	ml	5539,00	8,33	46139,87	
3,08	Sumin. e instal. tubería PVC 4" C-10	ml	2165,00	123,05	266403,25	
3,09	Sumin. e instal. tubería PVC 6" C-10	ml	210,00	26,93	5655,30	463122,14
4,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS DE PVC					
4,01	Sumin. e instal. Codo 90° 2"	und	1,00	18,24	18,24	
4,02	Sumin. e instal. Codo 90° 3"	und	5,00	23,06	115,30	
4,03	Sumin. e instal. Codo 90° 4"	und	6,00	38,65	231,90	
4,04	Sumin. e instal. Codo 45° 3"	und	1,00	23,06	23,06	
4,05	Sumin. e instal. Codo 45° 4"	und	1,00	38,65	38,65	
4,06	Sumin. e instal. Codo 22,5° 4"	und	1,00	38,65	38,65	
4,07	Sumin. e instal. Codo 22,5° 6"	und	1,00	77,76	77,76	
4,08	Sumin. e instal. Tee 3"-2"	und	1,00	27,84	27,84	
4,09	Sumin. e instal. Tee 3"-3"	und	10,00	27,84	278,40	
4,10	Sumin. e instal. Tee 4"-3"	und	16,00	43,08	689,28	
4,11	Sumin. e instal. Tee 4"-4"	und	22,00	43,08	947,76	
4,12	Sumin. e instal. Tee 6"-4"	und	11,00	91,82	1010,02	
4,13	Sumin. e instal. Tee 6"-3"	und	2,00	91,82	183,64	
4,14	Sumin. e instal. Tee 10"-4"	und	1,00	310,24	310,24	
4,15	Sumin. e instal. Tee 10"-6"	und	1,00	310,24	310,24	
4,16	Sumin. e instal. Cruz 3"-2"	und	4,00	39,74	158,96	
4,17	Sumin. e instal. Cruz 3"-3"	und	15,00	39,74	596,10	
4,18	Sumin. e instal. Cruz 4"-3"	und	12,00	64,54	774,48	
4,19	Sumin. e instal. Cruz 4"-4"	und	28,00	64,54	1807,12	
4,20	Sumin. e instal. Cruz 6"-4"	und	5,00	152,27	761,35	
4,21	Sumin. e instal. Cruz 10"-4"	und	1,00	567,88	567,88	
4,22	Sumin. e instal. Cruz 10"-6"	und	1,00	567,88	567,88	
4,23	Sumin. e instal. Reducción 6"-4"	und	1,00	46,00	46,00	
4,24	Sumin. e instal. Reducción 4"-3"	und	19,00	27,74	527,06	
4,25	Sumin. e instal. Reducción 4"-2"	und	1,00	22,31	22,31	
4,26	Sumin. e instal. Reducción 3"-2"	und	2,00	18,00	36,00	
4,27	Sumin. e instal. Transición PVC-Fºº 3"	und	44,00	26,81	1179,64	
4,28	Sumin. e instal. Transición PVC-Fºº 4"	und	72,00	39,78	2864,16	
4,29	Sumin. e instal. Transición PVC-Fºº 6"	und	6,00	120,36	722,16	
4,30	Sumin. e instal. Tapón 2"	und	3,00	16,10	48,30	
4,31	Sumin. e instal. Tapón 3"	und	10,00	23,80	238,00	
4,32	Sumin. e instal. Tapón 4"	und	1,00	26,00	26,00	15244,38
5,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS Y GRIFOS					
5,01	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 3" Tipo Mazza	und	22,00	287,18	6317,96	
5,02	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 4" Tipo Mazza	und	36,00	391,10	14079,60	
5,03	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 6" Tipo Mazza	und	3,00	636,56	1909,68	
5,04	Sumin. e instal. Grifo c/í tipo poste de 2 bocas	und	13,00	745,20	9687,60	31994,84
6,00	CONCRETO PARA APOYO DE ACCESORIOS					
6,01	Concreto simple Fc = 140 kg/cm2	m3	4,28	158,57	678,68	678,68
7,00	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
7,01	Prueba hidraul. y desinfect. en tuberías de 2"-4"	ml	19035,00	1,02	19415,70	

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO****OBRA : RED DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGO****LUGAR : San Martín de Pango - Salto****FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
7,02	Prueba hidraul y desinfect. en tuberías de 6"-8"	ml	1240,00	1,73	2145,20	
7,03	Prueba hidraul y desinfect. en tuberías de 10"-12"	ml	254,00	3,11	789,94	22350,84
TOTAL COSTO DIRECTO						782809,37
GASTOS GENERALES ( 15 %)						117421,41
UTILIDAD ( 10 %)						78280,94
SUB-TOTAL						978511,72
I.G.V. ( 18 %)						176132,11
TOTAL PRESUPUESTO						1154643,83

**PRESUPUESTO - RED DE AGUA POTABLE SAN RAMON DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : RED DE AGUA POTABLE SAN RAMON DE PANGOA**  
**LUGAR : San Ramón de Pangoa - Satipo**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,01	Trazo y replanteo	ml	9392,00	0,44	4132,48	4132,48
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,01	Excavación para tubería 2"-4"	ml	9090,00	3,67	33360,30	
2,02	Excavación para tubería 6"-8"	ml	302,00	4,31	1301,62	
2,03	Rafino y nivelación de zanjas	ml	9392,00	1,34	12585,28	
2,04	Preparación de cama de apoyo	ml	9392,00	1,07	10049,44	
2,05	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 2"-4"	ml	9090,00	5,45	49540,50	
2,06	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 6"-8"	ml	302,00	6,73	2032,46	108869,60
3,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
3,01	Sumin. e instal. tubería PVC 2" C-7.5	ml	2369,00	3,55	8409,95	
3,02	Sumin. e instal. tubería PVC 3" C-7.5	ml	6428,00	6,79	43646,12	
3,03	Sumin. e instal. tubería PVC 4" C-7.5	ml	293,00	10,54	3088,22	
3,04	Sumin. e instal. tubería PVC 6" C-7.5	ml	252,00	21,51	5420,52	
3,05	Sumin. e instal. tubería Po. Gdo. 6"	ml	50,00	88,23	4411,50	64976,31
4,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS DE PVC					
4,01	Sumin. e instal. Codo 90° 2"	und	2,00	18,24	36,48	
4,02	Sumin. e instal. Codo 90° 3"	und	9,00	23,06	207,54	
4,03	Sumin. e instal. Codo 45° 6"	und	1,00	77,26	77,26	
4,04	Sumin. e instal. Tee 2"-2"	und	5,00	23,23	116,15	
4,05	Sumin. e instal. Tee 3"-2"	und	10,00	27,84	278,40	
4,06	Sumin. e instal. Tee 3"-3"	und	8,00	27,84	222,72	
4,07	Sumin. e instal. Tee 4"-3"	und	1,00	43,08	43,08	
4,08	Sumin. e instal. Tee 4"-4"	und	1,00	43,08	43,08	
4,09	Sumin. e instal. Tee 6"-4"	und	2,00	91,82	183,64	
4,10	Sumin. e instal. Tee 6"-3"	und	2,00	91,82	183,64	
4,11	Sumin. e instal. Cruz 2"-2"	und	1,00	16,28	16,28	
4,12	Sumin. e instal. Cruz 3"-2"	und	7,00	39,74	278,18	
4,13	Sumin. e instal. Cruz 3"-3"	und	12,00	39,74	476,88	
4,14	Sumin. e instal. Cruz 4"-3"	und	2,00	64,54	129,08	
4,15	Sumin. e instal. Cruz 4"-4"	und	1,00	64,54	64,54	
4,16	Sumin. e instal. Cruz 6"-4"	und	1,00	64,54	64,54	
4,17	Sumin. e instal. Cruz 6"-3"	und	1,00	64,54	64,54	
4,18	Sumin. e instal. Reducción 6"-4"	und	1,00	46,00	46,00	
4,19	Sumin. e instal. Reducción 6"-3"	und	1,00	44,22	44,22	
4,20	Sumin. e instal. Reducción 4"-3"	und	1,00	27,74	27,74	
4,21	Sumin. e instal. Reducción 4"-2"	und	2,00	22,31	44,62	
4,22	Sumin. e instal. Reducción 3"-2"	und	16,00	18,00	288,00	
4,23	Sumin. e instal. Transición PVC-F" 2"	und	8,00	19,94	159,52	
4,24	Sumin. e instal. Transición PVC-F" 3"	und	38,00	23,80	904,40	
4,25	Sumin. e instal. Transición PVC-F" 6"	und	4,00	120,36	481,44	
4,26	Sumin. e instal. Tapón 2"	und	1,00	16,10	16,10	
4,27	Sumin. e instal. Tapón 3"	und	3,00	23,80	71,40	4569,47
5,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS Y GRIFOS					
5,01	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 2" Tipo Mazza	und	8,00	246,88	1975,04	
5,02	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 3" Tipo Mazza	und	38,00	287,18	10912,84	
5,03	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 6" Tipo Mazza	und	4,00	636,56	2546,24	
5,04	Sumin. e instal. Grifo c/1 tipo poste de 2 bocas	und	2,00	745,20	1490,40	16924,52
6,00	CONCRETO PARA APOYO DE ACCESORIOS					
6,01	Concreto simple Fc = 140 kg/cm2	m3	2,87	158,57	455,10	455,10
7,00	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
7,01	Prueba hidraul. y desinfecc. en tuberías de 2"-4"	ml	9090,00	1,02	9271,80	
7,02	Prueba hidraul. y desinfecc. en tuberías de 6"-8"	ml	302,00	1,73	522,46	9794,26
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>209721,74</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>31458,26</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>20972,17</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>262152,17</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>47187,39</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>309339,56</b>

**PRESUPUESTO - LINEA DE CONDUCCION - RED DE AGUA POTABLE CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : LINEA DE CONDUCCION - RED DE AGUA POTABLE CHAVINI**  
**LUGAR : Amazo Chavini - Satipo**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	LINEA DE CONDUCCION					
1,10	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,11	Trazo y replanteo	ml	1914,00	0,44	842,16	
1,20	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
1,21	Excavación de zanjas para tubería T.N. 4"	ml	1914,00	3,67	7024,38	
1,22	Excavación para Cámara rompe presión	m3	6,90	14,30	98,67	
1,23	Refino y nivelación de zanjas	ml	1914,00	1,34	2564,76	
1,24	Preparación de Cama de apoyo	ml	1914,00	1,07	2047,98	
1,25	Relleno y compactación	ml	1914,00	5,45	10431,30	
1,30	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS Y ACCESORIOS					
	LINEA DE CONDUCCION					
1,31	Sumin. e instal tubería P.V.C. 4" A-7.5	ml	1914,00	10,54	20173,56	
1,32	Sumin. e instal Tubería Fo. Gdo. 4"	ml	26,00	66,37	1725,62	
1,33	Sumin. e instal Tee P.V.C. 4"x4"	und	1,00	43,08	43,08	
1,34	Sumin. e instal Transición P.V.C.-Fo.Gdo. 4"	und	2,00	39,78	79,56	
1,35	Sumin. e instal codo P.V.C. 4"x45°	und	4,00	38,65	154,60	
1,36	Sumin. e instal tapón P.V.C. 4"	und	1,00	26,00	26,00	
1,37	Sumin. e instal válvula de compuerta 4" MAZZA	und	1,00	391,10	391,10	
1,40	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS Y ACCESORIOS					
	CAMARA ROMPE PRESION					
0,01	Sumin. e instal tubería Fo. Fdo. 4" A-7.5	ml	5,30	66,37	351,76	
0,02	Sumin. e instal tubería P.V.C. 4" A-7.5	ml	10,00	10,54	105,40	
0,03	Sumin. e instal Tee Fo. Fdo. 4"x4"	und	1,00	79,34	79,34	
0,04	Sumin. e instal Transición P.V.C. 4"	und	3,00	39,78	119,34	
0,05	Sumin. e instal Codo P.V.C. 4"x45°	und	1,00	38,65	38,65	
0,06	Sumin. e instal Codo Fo. Fdo. 4"x90°	und	1,00	38,65	38,65	
0,07	Sumin. e instal Brida rompe agua Fo. Fdo. 4"	und	1,00	36,95	36,95	
0,08	Sumin. e instal válvula de compuerta 4" MAZZA	und	1,00	391,10	391,10	
0,09	Sumin. e instal marco y tapa de Fo. Fdo.	und	2,00	25,16	50,32	
1,50	CONCRETO SIMPLE					
1,51	Concreto simple fc = 140 kg/cm2 (apoyo de accesorios)	m3	0,34	158,57	53,91	
1,52	Solado de concreto simple fc = 100 kg/cm2	m2	3,00	16,82	50,46	
1,60	CONCRETO ARMADO					
1,61	Concreto fc = 210 kg/cm2	m3	3,00	212,35	637,05	
1,62	Encofrado y desencofrado	m2	26,82	27,14	727,89	
1,63	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	108,18	2,39	258,55	
1,64	Tarrajeo interior Mortero 1:3 + imperme, e = 3 cm	m2	17,56	12,53	220,03	
1,70	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
1,71	Prueba hidráulica y desinfección	ml	1914,00	1,02	1952,28	
2,00	RED DE AGUA POTABLE - ANEXO CHAVINI					
2,10	TRABAJOS PRELIMINARES					
2,11	Trazo y replanteo	ml	1709,00	0,44	751,96	751,96
2,20	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,21	Excavación para tubería 2"-4"	ml	1709,00	3,67	6272,03	
2,22	Refino y nivelación de zanjas	ml	1709,00	1,34	2290,06	
2,23	Preparación de cama de apoyo	ml	1709,00	1,07	1828,63	
2,24	Relleno y compactación de zanjas para tuberías de 2"-4"	ml	1709,00	5,45	9314,05	19704,77
2,30	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
2,31	Sumin. e instal tubería PVC 3" C-7.5	ml	1709,00	6,79	11604,11	11604,11
2,40	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS DE PVC					
2,41	Sumin. e instal Codo 90° 3"	und	3,00	23,06	69,18	
2,42	Sumin. e instal Codo 45° 3"	und	4,00	23,06	92,24	
2,43	Sumin. e instal Codo 22,5° 3"	und	1,00	23,06	23,06	
2,44	Sumin. e instal Tee 3"-3"	und	6,00	27,84	167,04	
2,45	Sumin. e instal Tee 4"-4"	und	1,00	43,08	43,08	
2,46	Sumin. e instal Reducción 4"-3"	und	2,00	27,74	55,48	
2,47	Sumin. e instal Transición PVC-P° 3"	und	8,00	26,81	214,48	

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : LINEA DE CONDUCCION - RED DE AGUA POTABLE CHAVINI**

**LUGAR : Amazo Chavini - Satipo**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
2,48	Sumin. e instal. Tapón 3"	und	4,00	23,80	95,20	759,76
2,50	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS Y GRIFOS					
2,51	Sumin. e instal. Válvula Compuerta 3" Tipo Muzza	und	4,00	287,18	1148,72	1148,72
2,60	CONCRETO PARA APOYO DE ACCESORIOS					
2,61	Concreto simple $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m3	0,25	158,57	39,64	39,64
2,70	PRUEBA HIDRAULICA Y DESINFECCION					
2,71	Prueba hidraul. y desinfecc. en tuberías de 2"-4"	ml	1709,00	1,02	1743,18	1743,18
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>86466,59</b>
<b>GASTOS GENERALES (15 %)</b>						<b>12969,99</b>
<b>UTILIDAD (10 %)</b>						<b>8646,66</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>108083,24</b>
<b>I.G.V. (18 %)</b>						<b>19454,98</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>127538,22</b>

**PRESUPUESTO - RED DE AL CANTARELLADO DE SAN MARTIN DE PANGO**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : RED DE AL CANTARELLADO**

**LUGAR : San Martín de Pango - Satipo**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
	Trazo y replanteo	ml	21218,00	0,44	9335,92	9335,92
2,00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2,01	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 1.5 m	ml	18160,00	4,80	87168,00	
2,02	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 1.51-2.00 m	ml	1519,00	6,83	10374,77	
2,03	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 2,01-2,50 m	ml	693,00	8,86	6139,98	
2,04	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 2,51-3,00 m	ml	237,00	10,88	2578,56	
2,05	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 3,01-3,50 m	ml	250,00	14,30	3575,00	
2,06	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 3,51-4,00 m	ml	51,00	17,71	903,21	
2,07	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 4,01-4,50 m	ml	60,00	22,69	1361,40	
2,08	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 4,51-5,00 m	ml	61,00	27,67	1687,87	
	Excav. de zanja T.N. 12"-14" 2,01-2,50 m	ml	187,00	10,28	1922,36	
2,09	Refino y nivelación de zanjas	ml	21218,00	2,60	55166,80	
2,10	Relleno y comp. zanja T.N. 1,50m	ml	18160,00	12,48	226636,80	
2,11	Relleno y comp. zanja T.N. 1,51-2,00 m	ml	1519,00	17,59	26719,21	
2,12	Relleno y comp. zanja T.N. 2,01-2,50 m	ml	880,00	22,71	19984,80	
2,13	Relleno y comp. zanja T.N. 2,51-3,00 m	ml	237,00	27,82	6593,34	
2,14	Relleno y comp. zanja T.N. 3,01-3,50 m	ml	250,00	33,62	8405,00	
2,15	Relleno y comp. zanja T.N. 3,51-4,00 m	ml	51,00	39,42	2010,42	
2,16	Relleno y comp. zanja T.N. 4,01-4,50 m	ml	60,00	52,69	3161,40	
2,17	Relleno y comp. zanja T.N. 4,51-5,00 m	ml	61,00	65,95	4022,95	
2,18	Eliminación de desmonte p/tubería 8"- 10"	ml	21031,00	1,27	26709,37	
2,19	Eliminación de desmonte p/tubería 12"- 14"	ml	187,00	2,17	405,79	27115,16
3,00	<b>TUBERIAS</b>					
3,01	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 8"	ml	20670,00	19,56	404305,20	
3,02	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 10"	ml	361,00	33,84	12216,24	
3,03	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 12"	ml	187,00	46,52	8699,24	
3,04	Prueba hidráulica tuberías 8"-10"	ml	21031,00	1,56	32808,36	
3,05	Prueba hidráulica tuberías 12"-14"	ml	187,00	2,77	517,99	458547,03
4,00	<b>BUZONES</b>					
4,01	Buzón Tipo I T.N. menor 1,50 m	und	248,00	1294,00	320912,00	
4,02	Buzón Tipo I T.N. 1,51 - 2,00 m	und	23,00	1513,33	34806,59	
4,03	Buzón Tipo I T.N. 2,01 - 2,50 m	und	23,00	1697,67	39046,41	
4,04	Buzón Tipo I T.N. 2,51 - 3,00 m	und	2,00	1882,00	3764,00	
4,05	Buzón Tipo I T.N. 3,01 - 3,50 m	und	7,00	2419,00	16933,00	
4,06	Buzón Tipo I T.N. 3,51 - 4,00 m	und	4,00	2956,00	11824,00	
4,07	Buzón Tipo I T.N. 5,01 - 5,50 m	und	1,00	3565,76	3565,76	
4,08	Buzonete T.N.	und	5,00	563,28	2816,40	433668,16
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						1397078,14
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						209561,72
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						139707,81
<b>SUB-TOTAL</b>						1746347,67
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						314342,58
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						2060690,25



**PRESUPUESTO - RED DE ALCANTARILLADO DE SAN RAMON DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : RED DE ALCANTARILLADO**  
**LUGAR : San Ramón de Pangoa - Satipo**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
	Trazo y replanteo	ml	10167,00	0,44	4473,48	4473,48
2,00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2,01	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 1.5 m	ml	8078,00	4,80	38774,40	
2,02	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 1.51-2.00 m	ml	1299,00	6,83	8872,17	
2,03	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 2,01-2,50 m	ml	355,00	8,86	3145,30	
2,04	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 2.51-3.00 m	ml	130,00	10,88	1414,40	
2,05	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 3,01-3,50 m	ml	87,00	14,30	1244,10	
2,06	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 3.51-4.00 m	ml	89,00	17,71	1576,19	
2,07	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 5.51-6.00 m	ml	43,00	38,76	1666,68	
2,08	Escav. de zanja T.N. 8°-10° 6.51-7.00 m	ml	86,00	45,35	3900,10	
2,09	Refino y nivelación de zanjas	ml	10167,00	2,60	26434,20	
2,10	Relleno y comp. zanja T.N. 1,50m	ml	8078,00	12,48	100813,44	
2,11	Relleno y comp. zanja T.N. 1,51-2,00 m	ml	1299,00	17,59	22849,41	
2,12	Relleno y comp. zanja T.N. 2,01-2,50 m	ml	355,00	22,71	8062,05	
2,13	Relleno y comp. zanja T.N. 2,51-3,00 m	ml	130,00	27,82	3616,60	
2,14	Relleno y comp. zanja T.N. 3,01-3,50 m	ml	87,00	33,62	2924,94	
2,15	Relleno y comp. zanja T.N. 3,51-4,00 m	ml	89,00	39,42	3508,38	
2,16	Relleno y comp. zanja T.N. 5,51-6,00 m	ml	43,00	76,71	3298,53	
2,17	Relleno y comp. zanja T.N. 6,51-7,00 m	ml	86,00	92,30	7937,80	
2,18	Eliminación de desmonte	m3	1905,00	1,27	2419,35	242458,04
3,00	<b>TUBERIAS</b>					
3,01	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 8°	ml	10167,00	19,56	198866,52	
3,02	Prueba hidráulica tuberías 8°-10°	ml	10167,00	1,56	15860,52	214727,04
4,00	<b>BUZONES</b>					
4,01	Buzón Tipo I T.N. menor 1.50 m	und	123,00	1294,00	159162,00	
4,02	Buzón Tipo I T.N. 1.51 - 2,00 m	und	29,00	1513,33	43886,57	
4,03	Buzón Tipo I T.N. 2,01 - 2,50 m	und	3,00	1697,67	5093,01	
4,04	Buzón Tipo I T.N. 2,51 - 3,00 m	und	4,00	1882,00	7528,00	
4,05	Buzón Tipo I T.N. 3,01 - 3,50 m	und	2,00	2419,00	4838,00	
4,06	Buzón Tipo I T.N. 3,51 - 4,00 m	und	1,00	2956,00	2956,00	
4,07	Buzón Tipo I T.N. 4,51 - 5,00 m	und	1,00	3261,23	3261,23	
4,08	Buzón Tipo I T.N. 6,01 - 6,50 m	und	2,00	4416,54	8833,08	
4,09	Buzón Tipo I T.N. 6,51 - 7,00 m	und	1,00	4729,23	4729,23	240287,12
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>701945,68</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>105291,85</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>70194,57</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>877432,10</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>157937,78</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>1035369,88</b>

**PRESUPUESTO - RED DE ALCANTARILLADO DEL ANEXO CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : RED DE ALCANTARILLADO**  
**LUGAR : Anexo Chavini**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	OBRAS PRELIMINARES					
	Trazo y replanteo	ml	1720,00	0,44	756,80	756,80
2,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,01	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 1,5 m	ml	1370,00	4,80	6576,00	
2,02	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 1,51-2,00 m	ml	282,00	6,83	1926,06	
2,03	Excav. de zanja T.N. 8"-10" 3,01-3,50 m	ml	68,00	14,30	972,40	
2,04	Rafino y nivelación de zanjas	ml	1720,00	2,60	4472,00	
2,05	Relleno y comp. zanja T.N. 1,50m	ml	1370,00	12,48	17097,60	
2,06	Relleno y comp. zanja T.N. 1,51-2,00 m	ml	282,00	17,59	4960,38	
2,07	Relleno y comp. zanja T.N. 3,01-3,50 m	ml	68,00	33,62	2286,16	
2,08	Eliminación de desmonte	m3	319,00	1,27	405,13	38695,73
3,00	TUBERIAS					
3,01	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 8"	ml	1720,00	19,56	33643,20	
3,02	Prueba hidráulica tuberías 8"-10"	ml	1720,00	1,56	2683,20	36326,40
4,00	BUZONES					
4,01	Buzón Tipo I T.N. menor 1,50 m	und	21,00	1294,00	27174,00	
4,02	Buzón Tipo I T.N. 1,51 - 2,00 m	und	2,00	1513,33	3026,66	
4,03	Buzón Tipo I T.N. 2,01 - 2,50 m	und	1,00	1697,67	1697,67	
4,04	Buzón Tipo I T.N. 3,01 - 3,50 m	und	2,00	2419,00	4838,00	
4,05	Buzón Tipo I T.N. 3,51 - 4,00 m	und	1,00	2956,00	2956,00	39692,33
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>115471,26</b>
<b>GASTOS GENERALES (15 %)</b>						<b>17320,69</b>
<b>UTILIDAD (10 %)</b>						<b>11547,13</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>144339,08</b>
<b>I.G.V. (18 %)</b>						<b>25981,03</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>170320,11</b>

**PRESUPUESTO - LAGUNAS DE ESTABILIZACION SAN MARTIN DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : LAGUNAS DE ESTABILIZACION**

**LUGAR : San Martín de Pangoa**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	<b>TRABAJOS PROVISIONALES</b>					
1,01	Cerco perimetral y depósito de materiales	ml	60,00	16,42	985,20	
1,02	Caseta adicional p/guardianía y/o depósito	m2	40,00	51,39	2055,60	3040,80
2,00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
2,01	Trazo y replanteo	m2	12500,00	0,69	8625,00	8625,00
3,00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
3,01	Excavación maciva a máquina T.N.	m3	29104,00	1,12	32596,48	
3,02	Excavación manual T.N.	m3	195,00	7,26	1415,70	
3,03	Refino. niv. y compactación T.N.	m2	12500,00	4,76	59500,00	
3,04	Suministro y colocación de afumado en coronación de diques	m3	1500,00	5,85	8775,00	
3,06	Impermeabilización en fondo de lagunas	m2	24004,00	8,66	207874,64	
3,07	Conformación de tahudes para lagunas	m3	375,00	9,74	3652,50	
3,08	Eliminación de desmonte	m3	16625,00	0,65	10806,25	324620,57
4,00	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>					
4,01	Cámara de rejas f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	1540,00	1540,00	
4,02	Desarenador f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	1300,00	1300,00	
4,03	Medidor de velocidad f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	850,00	850,00	
4,04	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/ingreso a lagunas	ml	80,00	136,23	10898,40	
4,05	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/distrib. de lagunas	ml	137,00	145,21	19893,77	
4,06	Caja de ingreso lag. primarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	486,11	1944,44	
4,07	Caja de ingreso lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	486,11	1944,44	
4,08	Caja de salida lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	336,20	1344,80	39715,85
5,00	<b>SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS</b>					
5,01	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 8"	ml	500,00	19,56	9780,00	
5,02	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 10"	ml	210,00	33,84	7106,40	
5,03	Prueba hidráulica p/tub. 8" - 10"	ml	100,00	1,56	156,00	17042,40
6,00	<b>BUZONES</b>					
6,01	Buzón Tipo I H 2,01 - 2,50 m	und	13,00	1697,67	22069,71	22069,71
7,00	<b>OTROS</b>					
7,10	<b>CERCO PERIMETRAL</b>					
7,11	Cimientos H=0,60 m e=0,40 m	ml	1800,00	28,20	50760,00	
7,12	Sobrecimientos H=0,30 m e=0,40 m	ml	1800,00	17,66	31788,00	
7,13	Cerco perimétrico de alambre de puas	ml	1800,00	25,68	46224,00	
7,14	Puerta c/marco de tubo Fo. Gdo. 2"x4" Malla N° 10 x 2"	m2	8,20	243,00	1992,60	
7,15	Vertedero triangular metálico	und	1,00	75,23	75,23	
7,16	Controlador de velocidad	und	12,00	85,00	1020,00	131859,83
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>546974,16</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>82046,12</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>54697,42</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>683717,70</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>123069,19</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>806786,89</b>

**PRESUPUESTO - LAGUNAS DE ESTABILIZACION SAN RAMON DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : LAGUNAS DE ESTABILIZACION**

**LUGAR : San Ramón de Pangoa**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	TRABAJOS PROVISIONALES					
1,01	Cerco perimetral y depósito de materiales	ml	40,00	16,42	656,80	
1,02	Caseta adicional p/guardianza y/o depósito	m2	30,00	51,39	1541,70	2198,50
2,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
2,01	Trazo y replanteo	m2	7500,00	0,69	5175,00	5175,00
3,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
3,01	Excavación maciza a máquina T.N.	m3	18421,00	1,12	20631,52	
3,02	Excavación manual T.N.	m3	123,00	7,26	892,98	
3,03	Refino. niv. y compactación T.N.	m2	7725,00	4,76	36771,00	
3,04	Suministro y colocación de afirmado en coronación de diques	m3	900,00	5,85	5265,00	
3,06	Impermeabilización en fondo de lagunas	m2	11685,00	8,66	101192,10	
3,07	Conformación de tabudes para lagunas	m3	225,00	9,74	2191,50	
3,08	Eliminación de desmonte	m3	9975,00	0,65	6483,75	173427,85
4,00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4,01	Cámara de rejas f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	1200,00	1200,00	
4,02	Desarenador f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	1000,00	1000,00	
4,03	Medidor de velocidad f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	680,00	680,00	
4,04	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/ingreso a lagunas	ml	80,00	136,23	10898,40	
4,05	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/distib. de lagunas	ml	137,00	145,21	19893,77	
4,06	Caja de ingreso lag. primarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	486,11	1944,44	
4,07	Caja de ingreso lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	486,11	1944,44	
4,08	Caja de salida lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	4,00	336,20	1344,80	38905,85
5,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
5,01	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 8"	ml	480,00	19,56	9388,80	
5,02	Suministro e instal. de tuberías P.V.C. 10"	ml	150,00	33,84	5076,00	
5,03	Prueba hidráulica p/tub. 8" - 10"	ml	200,00	1,56	312,00	14776,80
6,00	BUZONES					
6,01	Buzón Tipo I H 2,01 - 2,50 m	und	9,00	1697,67	15279,03	15279,03
7,00	OTROS					
7,10	CERCO PERIMETRAL					
7,11	Cimientos H=0,60 m e = 0,40 m	ml	800,00	28,20	22560,00	
7,12	Sobrecimientos H=0,30 m e = 0,40 m	ml	800,00	17,66	14128,00	
7,13	Cerco perimétrico de alambre de puas	ml	800,00	25,68	20544,00	
7,14	Puerta c/marco de tubo Fo. Gdo. 2"x4" Malla N° 10 x 2"	m2	7,70	243,00	1871,10	
7,15	Vertedero triangular metálico	und	1,00	75,23	75,23	
7,16	Controlador de velocidad	und	12,00	85,00	1020,00	60198,33
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>309961,36</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>46494,20</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>30996,14</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>387451,70</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>69741,31</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>457193,01</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGO**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE I ETAPA**

**LUGAR : San Martín de Pango**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE HERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	1842,50	3,20	5896,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	1842,50	1,12	2063,60		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	1842,50	0,70	1289,75		
1,04	Relleno y compactación	ml	1842,50	4,11	7572,68	16822,03	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	1842,50	3,52	6485,60	6485,60	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	737,00	48,13	35471,81		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y acces.	und	737,00	130,20	95957,40	131429,21	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>154736,84</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>23210,53</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>15473,68</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>193421,05</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>34815,79</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>228236,84</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE SAN RAMON DE PANGO**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE I ETAPA**

**LUGAR : San Ramón de Pango**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE HERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	1285,00	3,20	4112,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	1285,00	1,12	1439,20		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	1285,00	0,70	899,50		
1,04	Relleno y compactación	ml	1285,00	4,11	5281,35	11732,05	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	1285,00	3,52	4523,20	4523,20	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	514,00	48,13	24738,82		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y acces.	und	514,00	130,20	66922,80	91661,62	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>107916,87</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>16187,53</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>10791,69</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>134896,09</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>24281,30</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>159177,39</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE ANEXO CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGO**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE I ETAPA**

**LUGAR : Anexo Chavini**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE HERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	202,50	3,20	648,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	202,50	1,12	226,80		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	202,50	0,70	141,75		
1,04	Relleno y compactación	ml	202,50	4,11	832,28	1848,83	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	202,50	3,52	712,80	712,80	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	81,00	48,13	3898,53		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y acces.	und	21,00	130,20	2734,20	6632,73	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>9194,36</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>1379,15</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>919,44</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>11492,95</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>2068,73</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>13561,68</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE SAN MARTIN DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE II ETAPA**

**LUGAR : San Martín de Pangoa**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	382,50	3,20	1224,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	382,50	1,12	428,40		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	382,50	0,70	267,75		
1,04	Relleno y compactación	ml	382,50	4,11	1572,08	3492,23	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	382,50	3,52	1346,40	1346,40	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	153,00	48,13	7363,89		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y accesorios	und	153,00	130,20	19920,60	27284,49	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>32123,12</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>4818,47</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>3212,31</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>40153,90</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>7227,70</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>47381,60</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE SAN RAMON DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE II ETAPA**

**LUGAR : San Ramón de Pangoa**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	577,50	3,20	1688,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	577,50	1,12	590,80		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	577,50	0,70	369,25		
1,04	Relleno y compactación	ml	577,50	4,11	2168,03	4816,08	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	577,50	3,52	1856,80	1856,80	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	211,00	48,13	10155,43		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y accesorios	und	211,00	130,20	27472,20	37627,63	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>44300,51</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>6645,08</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>4430,05</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>55375,64</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>9967,61</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>65343,25</b>

**PRESUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE ANEXO CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE II ETAPA**

**LUGAR : Anexo Chavini**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL	
1,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
1,01	Apertura de zanja	ml	52,50	3,20	168,00		
1,02	Refino y nivelación de zanjas	ml	52,50	1,12	58,80		
1,03	Preparación de cama de apoyo	ml	52,50	0,70	36,75		
1,04	Relleno y compactación	ml	52,50	4,11	215,78	479,33	
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2,01	Suministro e instalación de tubería P.V.C. SAP 1/2"	ml	52,50	3,52	184,80	184,80	
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS						
3,01	Empalme a red matriz	und	21,00	48,13	1010,73		
3,02	Suministro e instalación de caja de medidor y accesorios	und	21,00	130,20	2734,20	3744,93	
						<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>	<b>4409,06</b>
						<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>	<b>661,36</b>
						<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>	<b>440,91</b>
						<b>SUB-TOTAL</b>	<b>5511,33</b>
						<b>I.G.V. ( 18 % )</b>	<b>992,04</b>
						<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>6503,37</b>

**PREFUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO SAN MARTIN DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO II ETAPA**  
**LUGAR : San Martín de Pangoa**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	MIVIMENIO DE TIERRAS					
1,10	Apartar de mezcla	ml	918,00	3,43	3148,74	
1,20	Relleno y nivelación de mezcla	ml	918,00	1,17	1074,06	
1,30	Preparación de cama de apoyo	ml	918,00	0,81	743,58	
1,40	Relleno y compactación	ml	918,00	4,36	4002,48	8968,86
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
	Suministro e instalación de tubería					
2,10	P.V.C. 4" Clase Fondo	ml	918,00	15,44	14173,92	14173,92
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS					
3,10	Suministro e instalación de elemento de empotramiento	und	153,00	44,30	7063,90	
0,10	Empalme al colector	und	153,00	34,10	5523,30	
0,20	Suministro e instalación de caja de Desagüe	und	153,00	110,00	16830,00	29437,20
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>52579,98</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>7887,00</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>5258,00</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>65724,98</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>11830,50</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>77555,48</b>

**PREFUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO SAN RAMON DE PANGOA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO II ETAPA**  
**LUGAR : San Ramón de Pangoa**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	MIVIMENIO DE TIERRAS					
1,10	Apartar de mezcla	ml	1266,00	3,43	4342,38	
1,20	Relleno y nivelación de mezcla	ml	1266,00	1,17	1481,22	
1,30	Preparación de cama de apoyo	ml	1266,00	0,81	1025,46	
1,40	Relleno y compactación	ml	1266,00	4,36	5519,74	12368,80
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
	Suministro e instalación de tubería					
2,10	P.V.C. 4" Clase Fondo	ml	1266,00	15,44	19547,04	19547,04
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS					
3,10	Suministro e instalación de elemento de empotramiento	und	211,00	44,30	9799,30	
0,10	Empalme al colector	und	211,00	34,10	7617,10	
0,20	Suministro e instalación de caja de Desagüe	und	211,00	110,00	23210,00	40584,40
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>72512,24</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>10876,84</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>7251,23</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>90640,33</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>16315,24</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>106955,57</b>

**PREFUPUESTO - CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO ANEXO CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA**

**OBRA : CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AL CANTARILLADO II ETAPA**  
**LUGAR : Anexo Chavini**  
**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	MIVIMENIO DE TIERRAS					
1,10	Apartar de mezcla	ml	126,00	3,43	432,18	
1,20	Relleno y nivelación de mezcla	ml	126,00	1,17	147,42	
1,30	Preparación de cama de apoyo	ml	126,00	0,81	102,06	
1,40	Relleno y compactación	ml	126,00	4,36	549,36	1231,02
2,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
	Suministro e instalación de tubería					
2,10	P.V.C. 4" Clase Fondo	ml	126,00	15,44	1945,44	1945,44
3,00	EMPALMES Y ACCESORIOS					
3,10	Suministro e instalación de elemento de empotramiento	und	21,00	44,30	972,30	
0,10	Empalme al colector	und	21,00	34,10	758,10	
0,20	Suministro e instalación de caja de Desagüe	und	21,00	110,00	2310,00	4040,40
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>7214,84</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>1082,23</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>721,48</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>9021,08</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>1623,79</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>10644,87</b>

**PRESUPUESTO - LAGUNAS DE ESTABILIZACION CHAVINI**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANCOA**

**OBRA : LAGUNAS DE ESTABILIZACION II ETAPA**

**LUGAR : Chavini**

**FECHA : Agosto 1996**

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	C.U.	PARCIAL	SUB-TOTAL
1,00	TRABAJOS PROVISIONALES					
1,01	Cerco perimetral y depósito de materiales	m1	30,00	16,42	492,60	
1,02	Caseta adicional p/guardiania y/o depósito	m2	20,00	51,39	1027,80	1520,40
2,00	TRABAJOS PRELIMINARES					
2,01	Trazo y replanteo	m2	1250,00	0,69	862,50	862,50
3,00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
3,01	Excavación maciva a máquina T.N.	m3	4651,00	1,12	5209,12	
3,02	Excavación manual T.N.	m3	78,00	7,26	566,28	
3,03	Refina. niv. y compactación T.N.	m2	1425,00	4,76	6783,00	
3,04	Suministro y colocación de afirmado en coronación de diques	m3	188,00	5,85	1099,80	
3,06	Impermeabilización en fondo de lagunas	m2	2731,00	8,66	23650,46	
3,07	Conformación de taludes para lagunas	m3	78,00	9,74	759,72	
3,08	Eliminación de desmonte	m3	2791,00	0,65	1814,15	39882,53
4,00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4,01	Cámara de rejas f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	950,00	950,00	
4,02	Desarenador f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	780,00	780,00	
4,03	Medidor de velocidad f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	1,00	650,00	650,00	
4,04	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/ingreso a lagunas	m1	40,00	136,23	5449,20	
4,05	Canal f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup> p/distrib. de lagunas	m1	70,00	145,21	10164,70	
4,06	Caja de ingreso lag. primarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	2,00	486,11	972,22	
4,07	Caja de ingreso lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	2,00	486,11	972,22	
4,08	Caja de salida lag. secundarias f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>	und	2,00	336,20	672,40	20610,74
5,00	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS					
5,01	Suministro e instal. de tuberias P.V.C. 8"	m1	130,00	19,56	2542,80	
5,02	Suministro e instal. de tuberias P.V.C. 10"	m1	70,00	33,84	2368,80	4911,60
6,00	BUZONES					
6,01	Buzón Tipo I H 2,01 - 2.50 m	und	5,00	1697,67	8488,35	8488,35
7,00	OTROS					
7,10	CERCO PERIMETRAL					
7,11	Cimientos H=0,60 m e = 0,40 m	m1	600,00	28,20	16920,00	
7,12	Sobrecimientos H=0,30 m e = 0,40 m	m1	600,00	17,66	10596,00	
7,13	Cerco perimétrico de alambre de puas	m1	600,00	25,68	15408,00	
7,14	Puerta c/marco de tubo Fo. Gdo. 2" x 4" Malla N° 10 x 2"	m2	7,70	243,00	1871,10	
7,15	Vertedero triangular metálico	und	1,00	75,23	75,23	
7,16	Controlador de velocidad	und	6,00	85,00	510,00	45380,33
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>121656,45</b>
<b>GASTOS GENERALES ( 15 % )</b>						<b>18248,47</b>
<b>UTILIDAD ( 10 % )</b>						<b>12165,65</b>
<b>SUB-TOTAL</b>						<b>152070,57</b>
<b>I.G.V. ( 18 % )</b>						<b>27372,70</b>
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>						<b>179443,27</b>



### **9.30 .- FORMULAS POLINOMICAS**

**9.30.-FORMULAS POLINOMICAS DE REAJUSTE AUTOMATICO DE  
PRECIOS**

**FORMULA POLINOMICA : CAPTACION**

$$K = 0.293 * \frac{Jr}{Jo} + 0.318 * \frac{CAr}{CAo} + 0.126 * \frac{FAr}{FAo} + 0.066 * \frac{MEr}{MEo} + 0.200 * \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Indice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Indice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepc	%	Coefficiente Incidencia	Indice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.293	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	56.40	0.318	231.89
	Agregado grueso	005	29.08		173.55
	Agregado fino	004	14.52		376.01
<i>FA</i>	Fierro corrugado	003	12.63	0.126	192.04
	Alambre	002	11.50		191.44
	Acces. Fierro Fundido	071	75.87		265.23
<i>ME</i>	Maquin.Equipo Nacional	048	100.00	0.066	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : PLANTA DE TRATAMIENTO**

$$K = 0.343 * \frac{Jr}{Jo} + 0.341 * \frac{CAr}{CAo} + 0.116 * \frac{FAr}{FAo} + 0.200 * \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crezca	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.343	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	49.35	0.341	231.89
	Madera	043	20.00		287.41
	Agregado grueso	005	29.08		173.55
	Agregado fino	004	1.57		376.01
<i>FA</i>	Fierro corrugado	003	29.17	0.116	192.04
	Alambre	002	45.10		191.44
	Acces. Fierro Fundido	078	75.87		297.16
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : RESERVORIO**

$$K = 0.342 * \frac{Jr}{Jo} + 0.261 * \frac{CAr}{CAo} + 0.197 * \frac{FAr}{FAo} + 0.200 * \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepto	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.342	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	59.97	0.261	231.89
	Madera	043	25.36		287.41
	Agregado grueso	005	14.21		173.55
	Agregado fino	004	0.46		376.01
<i>FA</i>	Fierro corrugado	003	22.28	0.197	192.04
	Alambre	002	2.18		191.44
	Tubería acero negro	065	20.24		164.99
	Acces. Fierro Fundido	078	55.30		297.16
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : LINEA DE CONDUCCION - ADUCCION**

$$K = 0.173 * \frac{J_r}{J_o} + 0.051 * \frac{CA_r}{CA_o} + 0.401 * \frac{T_r}{T_o} + 0.091 * \frac{V_r}{V_o} + 0.084 * \frac{ME_r}{ME_o} + 0.200 * \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepro	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.173	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I Agregado grueso	021 005	11.50 88.50	0.051	231.89 173.55
<i>T</i>	Tubería PVC	072	100.00	0.401	202.12
<i>V</i>	Valv. Fo. Fdo.	078	100.00	0.091	297.16
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.084	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : RED DE AGUA POTABLE - I ETAPA**

$$K = 0.183 * \frac{J_r}{J_o} + 0.110 * \frac{CA_r}{CA_o} + 0.280 * \frac{T_r}{T_o} + 0.125 * \frac{V_r}{V_o} + 0.102 * \frac{ME_r}{ME_o} + 0.200 * \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepc	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.183	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	26.20	0.110	231.89
	Madera Nacional	043	6.50		287.41
	Agregado grueso	005	67.30		173.55
<i>T</i>	Tubería PVC	072	100.00	0.280	202.12
<i>V</i>	Valv. Fo. Fdo.	078	100.00	0.125	297.16
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.102	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : RED DE ALCANTARILLADO - I ETAPA**

$$K = 0.198 * \frac{Jr}{Jo} + 0.211 * \frac{CAr}{CAo} + 0.243 * \frac{Tr}{To} + 0.148 * \frac{MEr}{MEo} + 0.200 * \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepc	%	Coficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.198	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	26.20	0.211	231.89
	Madera Nacional	043	4.50		287.41
	Agregado grueso	005	69.30		173.55
<i>T</i>	Tubería PVC	072	100.00	0.243	202.12
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.148	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : LAGUNAS DE ESTABILIZACION - I ETAPA**

$$K = 0.133 * \frac{J_r}{J_o} + 0.241 * \frac{CA_r}{CA_o} + 0.426 * \frac{ME_r}{ME_o} + 0.200 * \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepto	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.133	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	80.93	0.241	231.89
	Agregado grueso y arcilla	005	19.07		173.55
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.426	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05



**FORMULA POLINOMICA : RED DE AGUA POTABLE - II ETAPA**

$$K = 0.257 * \frac{J_r}{J_o} + 0.133 * \frac{CA_r}{CA_o} + 0.230 * \frac{T_r}{T_o} + 0.180 * \frac{ME_r}{ME_o} + 0.200 * \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepco	%	Coficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.257	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	24.30	0.133	231.89
	Madera Nacional	043	7.42		287.41
	Agregado grueso	005	68.28		173.55
<i>T</i>	Tubería PVC	072	100.00	0.230	202.12
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.180	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : RED DE ALCANTARILLADO - II ETAPA**

$$K = 0.220 * \frac{Jr}{Jo} + 0.170 * \frac{CAr}{CAo} + 0.232 * \frac{Tr}{To} + 0.178 * \frac{MEr}{MEo} + 0.200 * \frac{GGUr}{GGUo}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Índice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Índice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepro	%	Coefficiente Incidencia	Índice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.220	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	27.10	0.170	231.89
	Madera Nacional	043	5.30		287.41
	Agregado grueso	005	67.60		173.55
<i>T</i>	Tubería PVC	072	100.00	0.232	202.12
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.178	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**FORMULA POLINOMICA : LAGUNAS DE ESTABILIZACION - II ETAPA**

$$K = 0.143 * \frac{J_r}{J_o} + 0.232 * \frac{CA_r}{CA_o} + 0.425 * \frac{ME_r}{ME_o} + 0.200 * \frac{GGU_r}{GGU_o}$$

Donde :

*K* : Coeficiente de reajuste automático de precios

*r* : Indice unificado de precios a la fecha de reajuste

*o* : Indice unificado de precios a la fecha del precio base ( Agosto de 1996 )

Símbolo	Concepto	Crepro	%	Coefficiente Incidencia	Indice a Fecha Base
<i>J</i>	Mano de obra	047	100.00	0.143	258.85
<i>CA</i>	Cemento Tipo I	021	71.23	0.232	231.89
	Agregado grueso y arcilla	005	28.77		173.55
<i>ME</i>	Maquin. Equipo Nacional	048	100.00	0.425	215.04
<i>GGU</i>	Gastos Grales. y Utilidad	039	100.00	0.200	227.05

**9,40.- CRONOGRAMA VALORIZADO DE AVANCE DE OBRA**

**PROYECTO : SANEAMIENTO INTEGRAL DE SAN MARTIN DE PANGOA - SATIPO**

FECHA : Agosto 1996

ITEM	DESCRIPCION	AVANCE DE OBRA										TOTAL	
		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10		
1,00	PTA DE TRATAMIENTO - CAPTACION	78358,63	78358,63	78358,63	78358,63	78358,63							391793,14
2,00	LINEA DE ADUCCION CONDUCCION	56669,40	56669,40		56669,40	56669,40							226677,60
3,00	RESERVORIO APOYADO V = 1500 M3		10507,16	63042,94	63042,94	63042,94	10507,16						210143,13
4,00	RED DE AGUA POTABLE			215799,54	215799,54	215799,54	215799,54	215799,54					1078997,70
5,00	RED DE ALCANTARILLADO				437098,08	437098,08	437098,08	437098,08	437098,08				2185490,41
6,00	CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE				27184,81	54369,61	54369,61	54369,61	81554,42				271848,06
7,00	CONEXIONES DOMICILIARIAS DE DESAGUE					22887,76	114438,78	68663,27	91551,02	160214,29			457755,12
8,00	LAGUNAS DE ESTABILIZACION						173391,09	173391,09	115594,06	57797,03	57797,03		577970,30
	TOTAL COSTO DIRECTO	135028,03	145535,19	357201,11	878153,40	928225,96	1005604,26	949321,59	725797,58	218011,32	57797,03		5400675,47
	GASTOS GENERALES ( 15 % )	20254,20	21830,28	53580,17	131723,01	139233,89	150840,64	142398,24	108869,64	32701,70	8669,55		810101,32
	UTILIDAD ( 10 % )	13502,80	14553,52	35720,11	87815,34	92822,60	100560,43	94932,16	72579,76	21801,13	5779,70		540067,55
	SUB-TOTAL	168785,03	181918,99	446501,39	1097691,75	1160282,45	1257005,33	1186651,99	907246,98	272514,15	72246,28		6750844,34
	I.G.V. ( 18 % )	30381,31	32745,42	80370,25	197584,52	208850,84	226260,96	213597,36	163304,46	49052,55	13004,33		1215151,98
	TOTAL PRESUPUESTO	199166,34	214664,41	526871,64	1295276,27	1369133,29	1483266,29	1400249,35	1070551,44	321566,70	85250,61		7965996,32

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **CONCLUSIONES :**

- El presente proyecto brindará el servicio de agua potable y alcantarillado a las ciudades de San Martín de Pangoa, San Ramón de Pangoa y el anexo Chavini.
- Mediante este proyecto se alcanzará un nivel de cobertura del servicio al 90 % ; el 10 % restante, serán abastecidos a nivel de piletas públicas y camiones cisternas.
- Según el estudio de fuentes de agua, se determinó que la fuente más apropiada es la del río San Ramón, por que ofrece condiciones de cantidad y calidad adecuadas.
- Mediante la construcción de una planta de tratamiento de aguas, se busca obtener un agua de buena calidad a ser abastecida a la población en mención; esta planta de tratamiento consta de :
  - 2 unidades de desarenadores.
  - 1 medidor Parshall.
  - 1 floculador hidráulico de flujo horizontal con 4 unidades.
  - 1 decantador laminar compuesto de 2 unidades con 2 módulos por unidad.
  - 1 batería de 6 filtros rápidos de lecho doble.
  - 1 sistema de desinfección ( cámara de contacto de cloro ).
- Se ha diseñado un reservorio ( Volumen = 1,050 m<sup>3</sup> ) que regulará las variaciones en el consumo.
- Como meta del presente proyecto es lograr el 100 % de micromedición. Para reducir las pérdidas de agua se ha previsto instalar medidores en las conexiones domiciliarias de agua.
- El sistema de alcantarillado asegurará una cobertura de servicio de un 90 %. Este sistema se divide en 4 partes :

La ciudad de San Martín de Pangoa contará con 2 emisores finales, de los cuales el de mayor volumen (48.24 lps ) será conducido a una planta de tratamiento de desagües para su posterior utilización en el cultivo o vertirlos en una fuente de agua; el emisor de menor volumen ( 5.91 lps ) será vertido en el río Chavini.

La ciudad de san Ramón de Pangoa contará con un emisor ( 26.88 lps ) que será conducido a una planta de tratamiento de desagües para su posterior disposición final.

El anexo Chavini contará con un emisor ( 4.42 lps ) que, en un primer momento verterá sus aguas directamente en el río Chavini, pero que en la segunda etapa del proyecto conducirá sus aguas a una planta de tratamiento de desagües para su posterior disposición final.

- El sistema de tratamiento de desagües consistirá de lagunas de estabilización, por ser estas las que requieren de menor complejidad en operación y mantenimiento y por requerir de una fuente de energía natural, que es con la que se cuenta en la mayor parte del año en esta zona, como es la energía solar.

#### **RECOMENDACIONES :**

- Por ausencia de financiamiento en la elaboración de la presente tesis, no se realizó el estudio geológico para la ubicación del reservorio y lagunas. Se recomienda realizar dichos estudios a nivel de construcción para verificar la correcta ubicación de los mismos.
- Es recomendable que se lleven mediciones periódicas de caudal y calidad de agua, del río San Ramón, por que no se tienen mayores datos históricos de su comportamiento.
- Es recomendable que se elabore un programa de control de fugas para disminuir las pérdidas.
- Para garantizar la calidad de los servicios de agua potable, se recomienda que se formule un programa de control de calidad de los servicios de agua potable, desde la planta de tratamiento, evaluando la capacidad operativa de cada una de las unidades, para utilizar convenientemente estas unidades y brindar un agua que cumpla las normas sanitarias de calidad.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Arboleda Valencia, Jorge. Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua. Serie Técnica Nro. 3 . CEPIS. Lima . 1981
- Arocha R., Simón. Abastecimiento de Agua. teoría y diseño. Primera Edición. Caracas. 1983.
- Arocha R., Simón. Cloacas y Drenaje. Teoría y Diseño. Primera Edición. Caracas. 1983.
- Azevedo Netto - Costa Alvarez. Manual de Hidráulica. México. 1975
- Cánepa de Vargas, Lidia. Guía para el diseño de Plantas de filtración lenta para el medio rural. Manual DTIAPA N° C-3. CEPIS. Lima. 1983
- CAPECO. Reglamento Nacional de Construcciones. Octava Edición. Lima. 1992
- CEPIS, OPS. Curso intensivo sobre diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales para países en desarrollo. Lima. 1976.
- CEPIS. Manual de disposición de aguas residuales. Origen, descarga, tratamiento y análisis de las aguas residuales. Instituto Fresenius, 6024 Taunusstein/RFA - Instituto de Investigación de Tecnología del agua, Rwth Aachen-FIW/RFA. Edición en español traducido por CEPIS. Lima. 1991.
- CEPIS. Plantas modulares para tratamiento de agua. Documento Técnico N° 8. Tomos I y II . Lima. 1982.
- Jimeno, B. Análisis de Agua y Desagüe. Facultad de Ingeniería Ambiental. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. 1988.
- Pérez Carrión, José - Cánepa de Vargas, Lidia. :  
Manual I : El agua. Calidad y tratamiento para consumo humano.  
Manual II : Criterios de selección.  
Manual III: Filtración rápida. Teoría.  
Manual IV : Evaluación y mantenimiento.  
Manual V : Filtración rápida. Diseño.  
CEPIS, OPS. Lima. 1992.
- Rivas Mijares, Gustavo. Abastecimiento de agua y alcantarillado. Madrid. 1983
- Saenz Forero, Rodolfo. Hidráulica básica para ingenieros sanitarios. Manual DTIAPA N° C-1. CEPIS. Lima. 1984