

Universidad Nacional de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería Ambiental



“ DISEÑO DE UNA ESTACION DE BOMBEO DE  
AGUAS RESIDUALES DE GRAN CAPACIDAD ”

**T E S I S**

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO SANITARIO**

**PORFIRIO CIRILO HUAMAN MITMA**

Promoción 84 - II

**LIMA - PERU - 1988**

# CONTENIDO

INTRODUCCION

ANTECEDENTES

OBJETIVO

ALCANCES Y LIMITACIONES

INDICE

## CAPITULO I

CAPACIDAD DE LA ESTACION

## CAPITULO II

DISEÑO HIDRAULICO DE CAMARAS HUMEDAS

## CAPITULO III

CONFIGURACION Y DISEÑO

## CAPITULO IV

DISEÑO MECANICO

## CAPITULO V

CONJUNTO DE TUBERIAS

## CAPITULO VI

DISEÑO ELECTRICO

## CAPITULO VII

CONTROL DE OLORES

## CAPITULO VIII

ADITAMENTOS ACCESORIOS DE LA ESTACION

## CAPITULO IX

CONSIDERACIONES SOBRE OPERACION Y  
MANTENIMIENTO DURANTE EL DISEÑO

## CAPITULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

## INTRODUCCION

El diseño de estaciones de bombeo de Aguas Residuales, es una tarea que requiere el conocimiento amplio de varias disciplinas: hidrología, ingenierías, sanitaria, hidráulica, mecánica, eléctrica, estructural y arquitectura, más aún si se trata de una estación para el bombeo de un caudal de gran dimensión , durante las 24 horas del día. Además incluye Cámara de rejillas gruesas, Desarenadores, cámara de rejillas de limpieza mecánica, etc.

En la presente tesis, diseño de una estación de bombeo de Aguas Residuales de gran capacidad, se toca aspectos que conciernen a un Ingeniero Sanitario, tales como caudales de aguas Residuales, estimaciones, proyecciones, variaciones, capacidad de la estación, diseño de líneas de conducción, diseño de cámaras de rejillas de limpieza manual y mecánica, diseño de desarenadores y sus dispositivos de regulación de velocidad, diseño de la cámara húmeda, cámara seca, espaciamiento requerido para los componentes de la estación, disposición de tuberías, accesorios y piezas especiales en la cámara seca, así como las consideraciones a tener en cuenta en el diseño de la esta-

ción de bombeo en lo que refiere el diseño eléctrico, arquitectónico, estructural, además de los aditamentos adicionales que pudiera incluirse en la estación de bombeo, también a lo referente a la operación y mantenimiento de la estación de bombeo como consideraciones para diseño y todo esto expresado en un proyecto que se muestra en el juego de planos que son consecuencia de la aplicación de lo anteriormente mencionado.

Se entiende que la presente tesis no es un estudio definitivo puesto que para un diseño de este tipo, se requiere en el estudio la intervención de un equipo de profesionales de las especialidades involucradas, ya que los proyectos específicos de Ingeniería Sanitaria, Ingeniería Eléctrica, Ingeniería Mecánica, Ingeniería Estructural y Arquitectura, deben ser desarrollados en coordinación, para la elaboración de un Proyecto definitivo de la Estación de bombeo y además del estudio en lo que refiere al costo, aspecto que no se toca en la presente tesis.

## ANTECEDENTES

La creciente contaminación de las aguas costeras, en detrimento de las playas de Lima (Costa Verde) muy concurridas durante los meses de verano, impulsa a buscar una solución con el propósito de disminuir significativamente la actual contaminación.

La descarga que tiene mayor incidencia en el problema de contaminación de playas es el emisor Surco (La Chira) que cuenta con un caudal promedio estimado de  $5.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

A 30 Km. al Sur de Lima, frente a los balnearios de Punta Hermosa y San Bartolo, existe una franja desértica de aproximadamente 8,000 Ha. de superficie, con buenas condiciones para uso agrícola, que no cuentan con fuente cercana de agua para riego.

En tal sentido, el reuso de las aguas servidas para las irrigaciones de zonas -

áridas al Sur de Lima, ha sido motivo de constante preocupación por los Organismos relacionados con la planificación y el saneamiento Ambiental.

En los últimos años, se han elaborado varios informes y estudios sobre el tema, entre los que, se puede citar :

- a) Informe sobre la disposición de las aguas servidas de la Gran Lima, elaborada por Binnie and Partners Ingenieros Consultores - 1971 .
- b) Utilización de las aguas servidas del Cono Sur de Lima para irrigación de las pampas de Lurín y San Bartolo, elaborado por el centro de Estudios y Proyectos de Inversión y Desarrollo ( CEPID ) - Universidad Nacional Agraria 1981 .
- c) Plan maestro de Agua Potable y Desague para Lima Metropolitana , Engineering Science - 1981 .
- d) Estudio de Factibilidad del Proyecto Reuso de Aguas Servidas para irrigación de zonas áridas al Sur de Lima - Tahal - Sanidro - Secoman - 1985.

Justamente en este último informe, en el que, entre otros, se ve las diferentes alternativas de conducción del desague a la zona destinada para cultivo ( Lurín - San Bartolo ), de las cuales, en la alternativa de Conducción B2, consistente en derivar por gravedad el desague del colector Surco en la cota 88.72 m.s.n.m. a la altura del cruce de las Avenidas Tomás Marsano y Surco en dirección a la Planta de Bombeo que estará ubicada en una zona cer

cana a la Panamericana Sur entre la fábrica de tuberías Superconcreto y el local del Miraflores Fútbol Club.

La Cámara de Bombeo constará de cámara de Rejas Gruesas, desarenador , rejas finas y bombas centrífugas verticales ( Mixed Flow ), de las cuales una será de reserva. La línea de impulsión sube por un pequeño cerro que sirve de límite a Pamplona baja y continúa por la Avenida Agustín La Rosa - y Tirado hasta la cota 131.00 m.s.n.m., que estará ubicado una cámara de Reunión, a partir de él, seguirá en dirección a la zona de Reuso.

## OBJETIVO

El propósito del desarrollo de la presente tesis es influir de alguna manera en la solución a la creciente contaminación de aguas de las costas playeras, aportando el diseño de la Estación de Bombeo de Aguas Residuales de gran capacidad, que según el último estudio anteriormente mencionado, será necesario incluir de todas maneras, diseño de este tipo, ya que en todas las alternativas de Conducción del desague desarrolladas, que difieren en la trayectoria seguida de conducción, se llegaría a la zona desértica ( Punta Hermosa , San Bartolo ) con una cota de aproximadamente 45.00 m.s.n.m. que traería consigo aprovechar un porcentaje de área reducida de las 8,000 hectáreas , sin embargo se tendría un mayor porcentaje de área a aprovechar para cultivo si se llegara a esta zona con una cota de 100.00 m.s.n.m., por lo que surge la necesidad de incluir una estación de bombeo para tener mayor carga, dentro de las alternativas de conducción del desague a la zona de reuso; otro objetivo es mostrar los aspectos que involucran al Ingeniero Sanitario en el diseño de estaciones de bombeo de Aguas Residuales, así como de la informa-



ción que requiere para tener en cuenta y tomar las debidas previsiones del -  
caso cuando diseñe una estación de bombeo de Aguas Residuales.

## ALCANCES Y LIMITACIONES

En la presente tesis, diseño de una estación de bombeo de Aguas Residuales - de gran capacidad, se incluye 10 capítulos para su desarrollo. El primer Capítulo capacidad de la estación, en el que se obtiene la proyección de los caudales de los colectores involucrados, así como la obtención del caudal promedio para la alternativa B2 de conducción del desague.

En el Capítulo 2, se diseña la cámara húmeda. En el Capítulo 3 se ve en lo referente a la ubicación de la estación, y de aspectos a considerar del diseño estructural y Arquitectónico. En los Capítulos 4 y 5 diseño Mecánico y Sistemas de tuberías, es prácticamente el diseño hidráulico que le compete al Ingeniero Sanitario, en el se diseña las cámaras de rejillas de limpieza manual y rejillas de limpieza mecánica, y también se da un modelo de este tipo de rejillas. Se diseña también los desarenadores y sus dispositivos de control de velocidad ( Medidores Parshalls ), selección de equipo de bombeo a

utilizar, línea de conducción del punto de derivación a la estación de bombeo, línea de impulsión, etc. En el capítulo 6, Diseño eléctrico, se toca estos aspectos en forma referencial e información necesaria para tener en cuenta en el diseño de la estación de Bombeo. En Capítulo 7 control de olores , se toca este punto en casos en que sea necesario combatir este inconveniente. En el Capítulo 8 aditamentos accesorios de la estación se toca este punto, considerando que estos pudieran incluirse en la estación de bombeo, por ser estos incluidos en la mayoría de las estaciones de bombeo como componentes accesorios.

En el Capítulo 9 se ve en lo concerniente a operación y mantenimiento como consideración a tener presente, en el diseño de la estación de bombeo. En el Capítulo 10 se incluye las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

## CAPITULO I

### CAPACIDAD DE LA ESTACION

	Pag
1.1 Caudales de Aguas Residuales Sanitarias. Proyección de Caudales.	10
1.1.1. Proyecciones Demográficas.	10
1.1.1.1. Introducción.	10
1.1.1.2. Período de Diseño.	12
1.1.1.3. Área de Drenaje de los Colectores Principales.	13
1.1.1.4. Proyecciones de población existente.	14
1.1.1.5. Proyecciones adoptadas.	16
1.1.1.6. Proyecciones de población por área de drenaje de cada Colector.	18
1.1.2. Caudales de Aguas Servidas.	19
1.1.2.1. Generalidades.	19
1.1.2.2. Aforos y muestras en los colectores principales en el área de proyecto.	21
1.1.2.3. Mediciones efectuadas.	22
1.1.2.4. Mediciones de Caudal y relaciones Caudal - Tirante.	22
1.1.2.5. Distribución Horaria de los Caudales.	26

	Pag.
1.1.2.5.1. Colector Surco.	26
1.1.2.5.2. Colector Circunvalación.	27
1.1.2.5.3. Colector Villa María y Villa El Salvador.	30
1.1.2.6. Promedios Diarios de los Caudales.	31
1.1.3. Consumo de Agua.	32
1.1.3.1. Consumo domiciliario de Agua.	32
1.1.3.2. Consumo industrial de Agua.	33
1.1.3.3. Afluencias por Infiltración.	34
1.1.3.4. Consumo de Agua por área de drenaje de cada colector.	35
1.1.4. Comparación entre Caudales de Aguas Servidas y Caudales de Abastecimiento de Aguas en el área de drenaje de cada colector.	36
1.1.5. Proyecciones de Caudales de Aguas Residuales.	39
1.1.5.1. Proyecciones de Caudales promedios Anuales.	39
1.1.5.2. Proyecciones de caudales diarios y horarios.	42
1.2. Flujos e Hidrología Pluvial.	43
1.3. Flujos combinados.	44
1.4. Infiltración e Influjo.	44
1.5. Regulación del Caudal.	45
1.6. Capacidad de la Estación.	46
1.6.1. Ubicación de los puntos de derivación.	46
1.6.1.1. Colector Surco.	46
1.6.1.2. Colector Circunvalación.	47
1.6.1.3. Colector Villa María del Triunfo.	47
1.6.2. Estructura de Derivación.	48
1.6.3. Caudal de diseño de la Estación.	51

## CAPITULO II

### DISEÑO HIDRAULICO DE CAMARAS HUMEDAS

	Pag.
2.1.-Cámara Húmeda.	54
2.1.1 Consideraciones Relativas al diseño de la Cámara Húmeda.	55
2.1.2 Volúmen de la Cámara Húmeda - Metcalf Eddy, Ingeniería Sanitaria.	56
2.1.2.1 Obtención de la fórmula para la determinación de la cámara húmeda.	57
2.1.2.2 Modificaciones de la cámara húmeda.	60
2.1.3.-Instalaciones complementarias de la cámara Húmeda.	62
2.1.3.1. Rejas.	62
2.1.3.2. Trituradores (COMMINUTOR)	63
2.2.- Dimensiones Sugeridas para Sumideros y Canal de Aproximación.	63
2.3.-Revisión del Método de Cálculo Tradicional para el volúmen de la - Cámara húmeda en estaciones de bombeo de Aguas Negras - Harold E. Habbitt, Alcantarillado y tratamiento de Aguas Negras.	64

2.4.-	Nuevo Método para el Diseño de la cámara Húmeda y Equipo de Bombeo - Ing. Juan C. Olmedo, XX Congreso Interamericano - de Ingeniería Sanitaria y Ambiental - GUATEMALA.	68
2.4.1.-	CASO I : Análisis del Diseño de un Sistema de Bombeo que trabaja parando la ó las Bombas a Nivel Mínimo y arrancando cuando el agua alcanza el Nivel Máximo.	68
2.4.2.-	CASO II: Una Bomba Arranca en un Nivel intermedio y otro cuando se alcanza el nivel máximo. Las dos bombas paran cuando se alcanza el Nivel mínimo ó de Parada.	75
2.5.-	Diseño de la Cámara Húmeda	83
2.6.-	Detalles de Diseño	94

## CAPITULO III: CONFIGURACION Y DISEÑO

	Pag.
3.1 Introducción	95
3.2 Consideraciones de ubicación	96
3.3 Tipos de estación	97
3.4 Consideraciones del diseño estructural y arquitectónico.	98
3.4.1 Consideraciones para el diseño estructural	98
3.4.2 Protección estructural.	101
3.4.3 Consideraciones arquitectónicas.	102
3.4.3.1 Alumbrado	103
3.4.3.2 Drenaje del edificio	103
3.4.3.3 Decoración y terminación	104
3.4.3.4 Verja	
3.4.3.5 Paisajismo	
3.4.4 Consideraciones de construcción	104
3.4.4.1 Excavaciones	



## CAPITULO IV

### DISEÑO MECANICO

	Pag
4.1 Rejillas o Cribas.	105
4.1.1 Propósitos.	105
4.1.2 Instalación.	105
4.1.3 Manejo de los Residuos.	106
4.1.4 Tipo de Rejillas.	106
4.1.4.1 Rejillas de limpieza manual.	106
4.1.4.2 Rejillas de barras de limpieza mecánica.	108
4.1.4.2.1 Diseño	108
4.1.4.2.2. Controles.	108
4.1.4.2.3 Cubierta.	109
4.1.4.2.4 Operación de emergencia.	109
4.1.4.3 Rejillas de limpieza frontal.	109
4.1.4.4 Rejillas de limpieza posterior.	110
4.1.4.5 Rejillas viajeras.	110
4.1.5 Diseño de Rejillas.	110
4.1.5.1 Diseño de Rejas Gruesas de limpieza manual.	110
4.1.5.1.1 Caudal de diseño.	110
4.1.5.1.2 Espesor de las barras y separaciones entre barras.	112

	Pag.
4.1.5.1.3 Cálculo hidráulico del Canal de rejas.	112
4.1.5.1.4 Detalles de diseño.	
4.1.5.2 Diseño de rejillas de limpieza mecánica.	118
4.1.5.2.1 Caudal de diseño.	118
4.1.5.2.2 Espesor de las barras y separación entre barras.	118
4.1.5.2.3 Cálculo hidráulico del Canal de rejillas.	119
4.1.5.2.4 Detalles de diseño.	
4.2 Equipo de Bombeo.	123
4.2.1 Bombas centrífugas.	123
4.2.1.1 Aspectos del Diseño Hidráulico.	123
4.2.1.2 Cavitación.	124
4.2.1.3 Definiciones	125
4.2.1.3.1 DATUM	125
4.2.1.3.2 Altura de Succión.	125
4.2.1.3.3 Carga de Succión.	125
4.2.1.3.4 Altura total de descarga.	126
4.2.1.3.5 Carga Total.	
4.2.1.3.6 Eficiencia de la bomba.	
4.2.1.4 Leyes de afinidad.	126
4.2.1.5 Bombas Centrífugas -Clases - Características.	127
4.2.1.5.1 Características de las bombas.	128
4.2.1.5.2 Bombas de flujo radial	129

	Pag.
4.2.1.5.3 Bombas de flujo mixto	130
4.2.1.5.4 Bombas de flujo axial	130
4.2.2 Unidades de desplazamiento positivo.	131
4.2.2 Selección del Equipo de Bombeo	131
4.3 Accionamiento de las bombas	133
4.3.1 Motores eléctricos	133
4.3.2 Accionamiento a velocidad constante y a varias velocidades.	134
4.3.3 Accionamiento a velocidad variable	135
4.4 Desarenadores.	135
4.4.1 Tipos de desarenadores	136
4.4.2 Consideraciones en el diseño de desa - renadores.	136
4.4.2.1 Velocidad en los desarenadores	136
4.4.2.2 Area de los desarenadores	136
4.4.2.3 Profundidad de la lámina líquida.	137
4.4.2.4 Largo de los desarenadores.	137
4.4.2.5 Ancho de los desarenadores	138
4.4.3 Diseño de los desarenadores	138
4.4.3.1 Prueba 2 desarenadores (1 en fun cionamiento, 1 de reserva).	139
4.4.3.2 Prueba 3 desarenadores (2 en fun- cionamiento, 1 de reserva).	141
4.4.3.3 Prueba 3 desarenadores (funciona- miento simultáneo).	142
4.4.3.4 Prueba 4 desarenadores (funciona- miento simultáneo).	143

	Pag.
4.4.3.5 Cálculo de velocidad de sedimentación.	144
4.4.3.6 Cálculo de relación L y H (longitud y tirante de agua)	145
4.4.3.7 Cálculo hidráulico del desarenador.	146
4.4.3.8 Detalles de diseño	
4.5 Dispositivo de control de velocidad	149
4.5.1 Medidor Parshall	149
4.5.2 Empleo	149
4.5.3 Selección del tamaño	150
4.5.4 Fórmulas y Tablas	151
4.5.5 Localización de los medidores Parshall	151
4.5.6 Pérdida de carga	152
4.6 Calefacción y ventilación.	152

## CAPITULO V

### SISTEMA DE TUBERIAS

	Pag.
5.1 Criterios generales de diseño	155
5.2 Ecuaciones Fundamentales del flujo de la corriente	158
5.2.1 Relaciones entre Flujo - Pérdida de Carga	159
5.3 Pérdida de Cargas Menores	160
5.4 Cálculo de la línea de conducción del punto de derivación a la estación	
5.5 Cálculo de la Altura Dinámica	161
5.6 Golpe de Ariete y Oleaje	165
5.6.1 Teoría del Oleaje de columna rígida de agua	165
5.6.1.1 Cálculo del Golpe de Ariete en las tuberías de impulsión- método práctico	165
5.6.1.2 Cálculo del Golpe de Ariete en la Estación	167
5.6.2 Protección de las líneas de bombeo	170
5.6.2.1 Inercia de la bomba	171
5.6.2.2 Válvula de Retención en el desvío de la bomba	171

	Pag.
5.6.2.3 Tanque igualador de presiones	171
5.6.2.4 Tanques de descarga	172
5.6.2.5 Recipientes de aire	173
5.6.2.6 Válvulas de retención en línea	173
5.6.2.7 Válvulas de alivio o de Desfogue	174
5.6.2.8 Selección de Aditamentos de protección	174
5.7 Materiales de las Tuberías	175
5.7.1 Tubería de acero	175
5.7.2 Tubería de hierro fundido	176
5.7.3 Tubería de Asbesto - Cemento	
5.7.4 Tubería de hormigón	
5.7.5 Tubería de plástico	176
5.7.6 Tubería Reforzada de mezcla plástica	177
5.8 Válvulas	177
5.8.1 Válvula de Compuerta	178
5.8.2 Válvula de mariposa	
5.8.3 Válvula de globo	178
5.8.4 Válvulas de aguja y de control	179
5.8.5 Válvulas esféricas	
5.8.6 Válvula de retención ("Check")	179
5.8.7 Válvula de aire	180
5.8.8 Válvula de ventosa	
5.9 Juntas y Bridas	180
5.9.1 Soldadas a tope	

	Pag .
5.9.2 Camisa - Soldada	181
5.9.3 Atomillado	
5.9.4 Macho y Hembra	
5.9.5 Juntas y Abrazadera	181
5.9.6 Bridas	182
5.10 Protección de la Tubería	182
5.10.1 Revestimientos	182
5.10.2 Revestimientos Interiores	183
5.10.3 Protección Catódica	184
5.10.3.1 Corrosión Galvánica	184
5.10.3.2 Cargas Externas	185
5.10.4 Bloque de empuje de Anclaje	185
5.10.4.1 Empuje dinámico	185
5.10.4.2 Empuje desbalanceado	186
5.11 Medida de Caudal	187
5.11.1 Medidores tipo Venturi	187
5.11.2 Boquillas	187
5.11.3 Crificio	188
5.11.4 Medidores de Codo	
5.11.5 Medidores mecánicos	188
5.11.6 Inducción electromagnética	189
5.11.7 Medida de masa y volumen	
5.12 Telemetría	189
5.13 Economía en Sistemas de tuberías	190

5.14 Diseño de la línea de Impulsión.



## CAPITULO VI

### DISEÑO ELECTRICO

	Pag.
6.1.- Introducción.	197
6.2.- Selección del Voltaje.	198
6.3.- Selección del Sistema.	199
6.4.- Transformadores.	200
6.5.- Mecanismos de Control.	202
6.6.- Subestaciones Unitarias.	203
6.7.- Equipo de Arranque del Motor.	204
6.8.- Protección del Motor contra Sobrecargas.	206
6.9.- Controles y Alarmas.	207
6.10.- Cable.	208

## CAPITULO VII

### CONTROL DE OLORES

	Pag .
7.1.- Orígenes de Olor.	210
7.2.- Práctica Normal para Control de Olores.	211
7.2.1.- Dosificación de Productos Químicos.	212
7.2.1.1.- Oxidantes.	212
7.2. .2.- Ajuste del pH.	214
7.2. .3.- Sales Metálicas.	214
7.2. .4.- Encubridor de Olores.	214
7.2. .5.- Aeración.	214
7.2. .6.- Adsorción por Carbon Activado.	215

## CAPITULO VIII

### ADITAMENTOS ACCESORIOS DE LA ESTACION

	Pag .
8.1.- Medidores e Indicadores de Presión.	216
8.2.- Equipo para Suministro de Agua y Sello de Agua.	217
8.3.- Lubricación de la Bomba.	218
8.4.- Grúas y Ascensores.	218
8.5.- Aeración.	
8.6.- Características de Seguridad.	219
8.7.- Drenaje.	222
8.8.- Partes Auxiliares.	223

## CAPITULO IX

### CONSIDERACIONES SOBRE OPERACION Y MANTENIMIENTO DURANTE EL DISEÑO.

	Pag .
9.1.- Introducción.	224
9.2.- Filosofía de la Operación.	225
9.2.1.- Bombeo a Velocidad Variable Versus a Velocidad Constante.	226
9.2.2.- Observación a Distancia Versus Visitas Diarias.	226
9.2.3.- Alternación Automática de las Bombas Versus Alteración Manual de las Mismas.	227
9.2.4.- Prueba Automática Versus Prueba Manual del Generador de Emergencia.	227
9.2.5.- Tipo de Sistema de Alarma.	227
9.2.6.- Instrumentación.	227
9.3.- Selección de la Estación de Bombeo.	228
9.4.- Materiales de Construcción.	229
9.5.- Manejo de los Sólidos.	229
9.6.- Acceso.	230

	Pag .
9.7. - Mantenimiento.	232
9.8.- Operación de Emergencia.	234
9.8.1.- Suministro de Emergencia.	234
9.8.2.- Generador de Emergencia Permanente Versus Portatil.	234
9.8.3.- Segunda Fuente Independiente de Energía.	235
9.8.4.- Protección Contra Inundaciones.	235
9.9.- Seguridad.	236
9.10.- Control de Cloros.	236
9.10.1.-Facilidades para el Manejo del Cloro u Otros Productos Químicos.	237
9.10.2.- Disposición de Arenas y Sólidos Provenientes de las Rejillas.	237

## CAPITULO I

### CAPACIDAD DE LA ESTACION

#### 1.1 Proyección de Caudales.

##### 1.1.1 Proyecciones Demográficas.

###### 1.1.1.1 Introducción.

La capacidad de la estación de bombeo, para la cual se ha diseñado y dimensionado sus diferentes componentes, tales como : La línea de conducción que llega a la estación, Rejas, Desarenadores, Dispositivo de Control de velocidad, cámara Húmeda, Equipo de bombeo, línea de impulsión, etc.; Se determina en base a Estimaciones de caudales de aguas residuales dentro del área de drenaje del colector o colectores que han sido derivados el flujo de desague.

La base de estas estimaciones es la proyección de la población en el área de drenaje del proyecto. Los distritos incluidos en el área de drenaje del proyecto son : El Agustino, Ate, Lima, San Luis, Santiago de Surco, La Victoria, San Isidro, Surquillo, -

La Molina, San Juan de Miraflores, Villa María del Triunfo -  
(incluyendo el área de drenaje del colector Villa El Salvador )  
( Cuadro 1 - 1 ).

Con relación a esta lista, se observa que :

Sólo se incluyen distritos que están aguas arriba de los puntos de derivación de aguas de los cuatro colectores, o sea, sólo distritos que contribuyen con agua al proyecto. Existen más distritos que están dentro del área total de drenaje de los cuatro colectores pero aguas abajo de los puntos de derivación, por lo que, no contribuyen con agua al proyecto y por ello no fueron considerados en los proyecciones.

La mención de un distrito en la lista arriba presentada no significa que el área de dicho distrito se encuentra actualmente dentro del área de drenaje, sino que por lo menos una parte del área del distrito está dentro del área de drenaje. La excepción está constituida por dos casos ( San Luis y La Victoria ), donde el área total de los distritos está incluido en el área de drenaje. Es posible prever cierto incremento demográfico de algunos distritos, por lo que el porcentaje de su área que formará parte del área de drenaje crecerán.

En el último censo de población realizado en el año 1981, no existía todavía el distrito de San Borja y su población estaba divi -

CUADRO 1.1 : Areas de los Distritos incluidos en las Areas de Drenaje -  
de los Cuatro Colectores

D I S T R I T O	Area del Dis- trito inclui- do en Area - de Drenaje. ( ha )	Area to- tal del - Distrito. (ha)	Porcentaje - del Area del - Distrito inclui- do en el Area - de Drenaje( %)
<b>COLECTOR SURCO</b>			
El Agustino	160	1,780	9
Ate	930	8,000	12
Lima	42	1,940	2
San Luis	432	432	100
Santiago de Surco	1,100	3,430	32
La Victoria	855	900	95
San Isidro	200	940	21
Surquillo	800	1,040	77
Area Total de Drenaje del Colector	4,519		
<b>COLECTOR CIRCUN VALACION</b>			
Ate	220	8,000*	3
La Molina	389	3,000*	13
Santiago de Surco	755	3,430	22
San Juan de Miraflores	72	2,520	3
Area Total de Drenaje del Colector	1,436		
<b>COLECTOR VILLA MARIA</b>			
Villa María del Triunfo	1,360	10,000*	14
<b>COLECTOR VILLA EL SALVADOR</b>			
Villa María del Triunfo	1,190	10,000*	12

\* Estimación



dida entre varios distritos vecinos. Con el fin de facilitar el uso de los datos del último censo. Se decidió continuar utilizando la división de distritos vigentes en 1981. Este hecho no tiene influencia alguna sobre las proyecciones de población total.

El censo de 1981 tampoco consideró el Distrito de Villa El Salvador, sino que incluyó su población en el de Villa María del Triunfo. La población fue dividida entre los dos municipios de conformidad con la proporción del área de ambos distritos para así poder aprovechar los resultados del último censo. Se realizaron inicialmente proyecciones de población en el área total de los distritos de la lista antes presentada y a continuación se realizaron las estimaciones de población de cada distrito que se encuentra dentro del área de drenaje del proyecto.

#### 1.1.1.2 Período de Diseño.

La estimación de las proyecciones de la población dentro del área que contribuye con aguas servidas al proyecto debe cubrir un horizonte de diseño razonable que permita desarrollar el Sistema de tratamiento en etapas, de conformidad con el crecimiento de la población durante ese período. Se ha usado un período de diseño que comprende hasta el año 2010, considerado necesario para dar un fundamento firme al proyecto.

### 1.1.1.3 Área de Drenaje de los Colectores Principales.

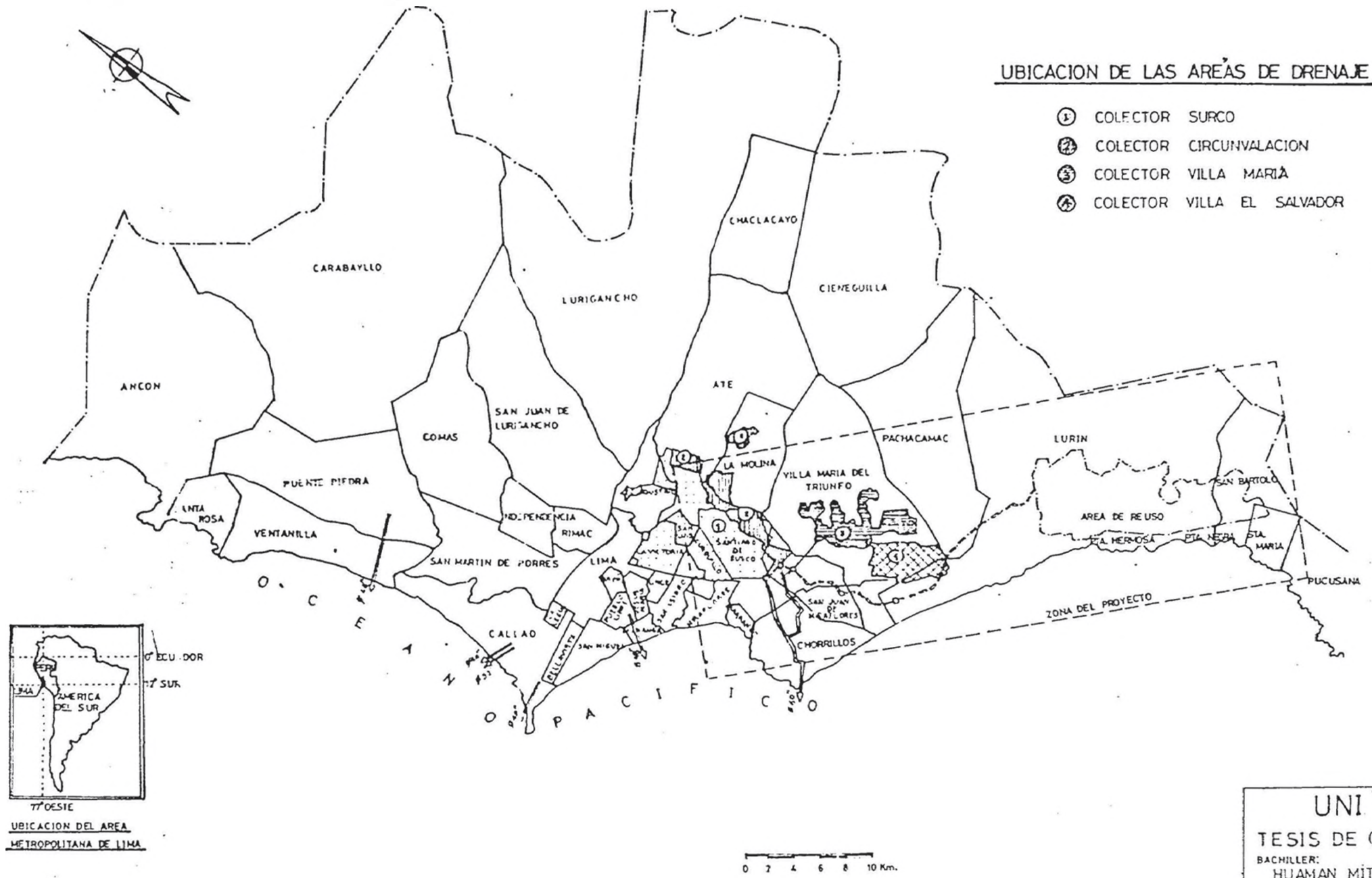
Las aguas negras crudas a ser captadas, tratadas y reusadas - para irrigación en las pampas de San Bartolo, se originarán en el área metropolitana meridional de Lima, drenada por cuatro colectores principales :

- Colector Surco.
- Colector Circunvalación.
- Colector Villa María.
- Colector Villa El Salvador.

En la figura 1.1 se presentan las áreas de drenaje de dichos colectores. Las áreas de drenaje se refieren sólo al área hasta los puntos de captación, o sea, áreas que realmente contribuyen con agua al proyecto.

En la figura 1.2 se presentan las cuatro áreas de drenaje en forma más detallada. Esta figura incluye también los distritos o parte de los distritos cubiertos por las áreas de drenaje, las localizaciones de los colectores principales, los puntos de captación de las aguas a ser conducidas al área de Reuso, las localizaciones de los buzones donde se efectuaron aforos y muestreos en los cuatro colectores principales.

Desde el punto de vista de áreas de drenaje, el colector mayor es Surco, con un área de 4,519 has. seguido por otros colectores



UBICACION DE LAS AREAS DE DRENAJE

- ① COLECTOR SURCO
- ② COLECTOR CIRCUNVALACION
- ③ COLECTOR VILLA MARIA
- ④ COLECTOR VILLA EL SALVADOR



UBICACION DEL AREA METROPOLITANA DE LIMA

FIG Nº: 1.1

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-II

**LIMITES DE LAS AREAS DE DRENAJE**  
INCLUYE DISTRITOS COLINDANTES Y COLECTORES PRINCIPALES



**LEYENDA**

- PUNTO DE CAPTACION
- ∇ PUNTO DE MEDICION DE CAUDAL Y MUESTREO

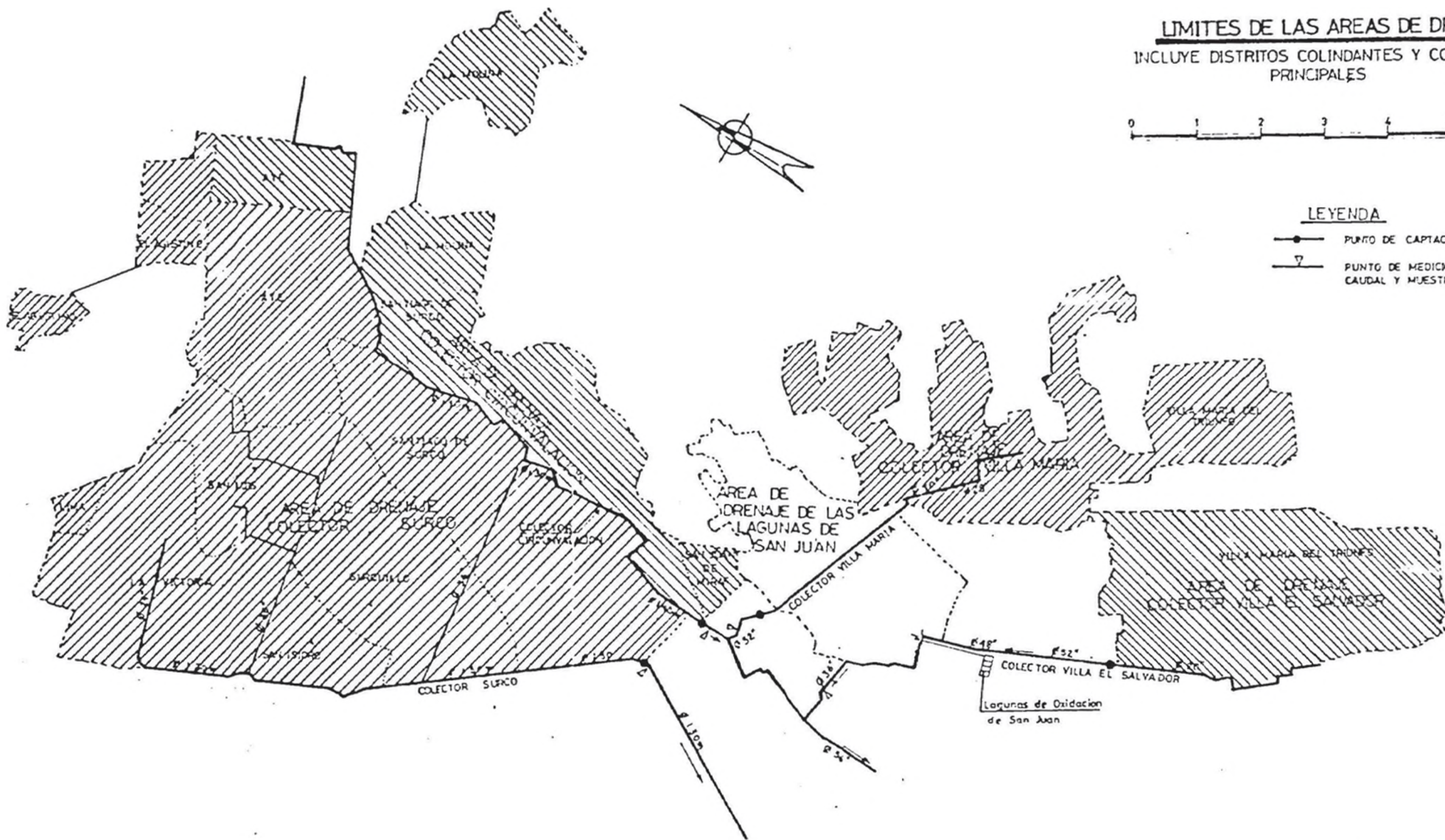


FIG. N° 1.2

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84-II

que drenan entre 1,190 y 1,436 has.

#### 1.1.1.4 Proyecciones de Población existentes.

En los últimos cincuenta años se realizaron cuatro censos de población ( 1940, 1961, 1972 y 1981 ). Además, diversas entidades realizaron estimaciones y proyecciones de población con base en los resultados de estos cuatro censos.

Cuatro de las últimas proyecciones relacionadas con la población de Lima Metropolitana se presentan en el Cuadro 1.2. En los censos de 1961, 1972 y 1981 fueron publicados los informes respectivos de población por cada distrito; éstos sirvieron como datos básicos para confeccionar las estimaciones de SEDAPAL ( véase referencia 3 ).

Dichos datos fueron tomados en cuenta para hallar:

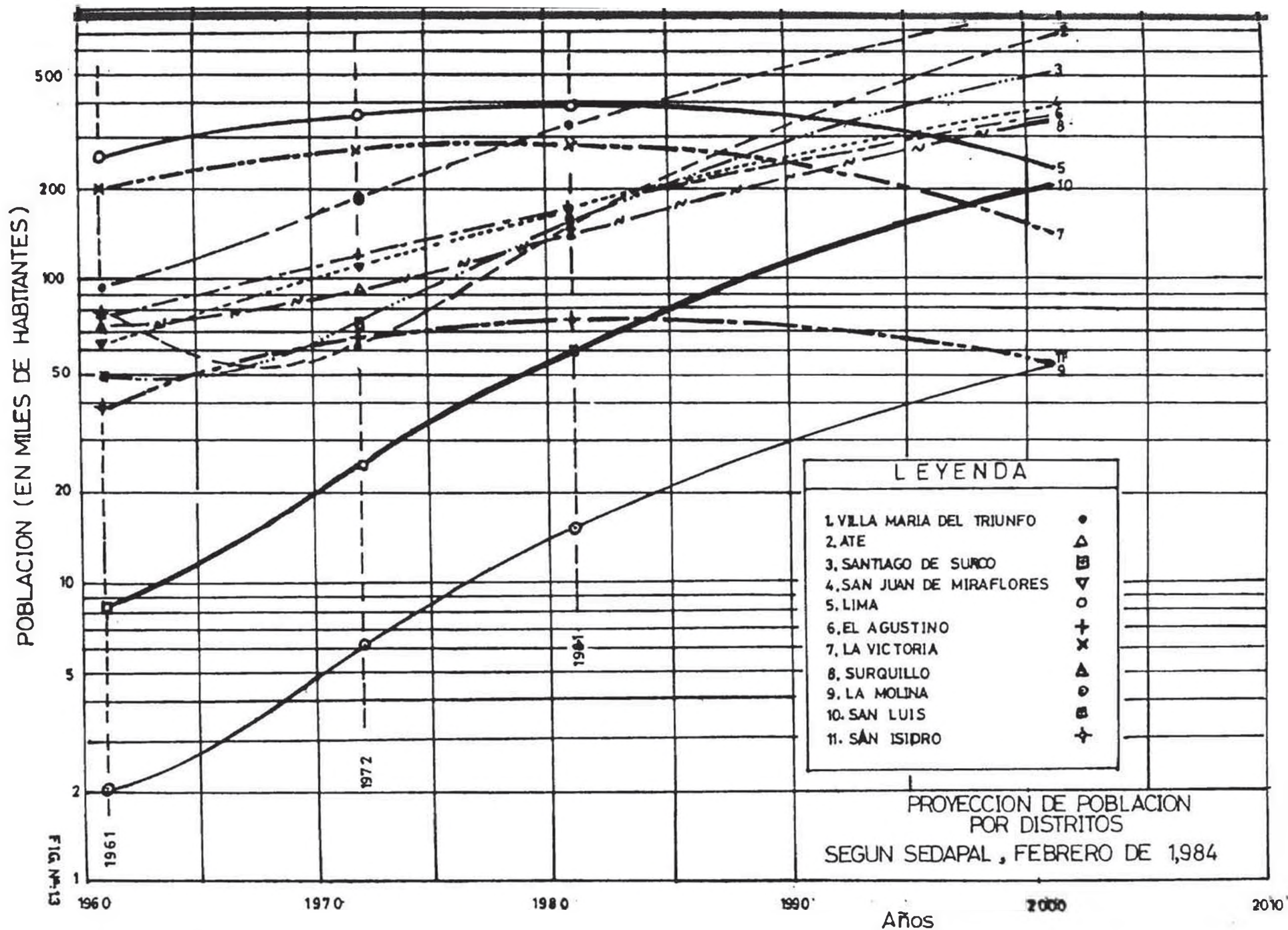
- porcentaje de omisión censal.
- variaciones en los límites de los distritos.
- normalización de los datos de los diferentes censos a una fecha determinada del año.

La población fue extrapolada hasta el año 2001, a través del ajuste de una parábola que pasa por los puntos que representan los resultados de los tres censos ( véase Fig. 1.3 ). Observando las curvas se puede notar que la tendencia general es normal.

CUADRO 1.2 : Proyecciones de Población de Lima Metropolitana  
( Miles de habitantes )

Año del Censo	Referencias	Variante	Año de Proyección	
			1990	2000
1977	(1)	Variante Alta	8,417	13,806
		Variante Baja	7,067	9,606
1979	(2)	Proyección Pasiva	8,806	14,400
		Proyección Normativa	7,825	11,400
Feb. 1984	(3)	- . -	6,693	9,330
Abr. 1984	(4)	Tasa media de fecundidad	6,414	8,300

Cifras redondeadas .



Sin embargo, para tres distritos ( Lima, La Victoria y San Isidro) se nota una tendencia de disminución de población a través del tiempo. Las cifras para estos distritos son las siguientes :

---

DI STRI TO	POBLACION PREVI STA ( en miles de habi tantes )	DECREMENTO ( en % )
Lima	389.6 ( en 1980) 2001 239.6	62
La Victoria	286.0 ( en 1978) 143.7	50
San Isidro	75.3 ( en 1984) 54.9	73

---

Se efectuó la prueba de sensibilidad de la proyección para el año 2001 ( el último año de proyección de SEDAPAL ) de la siguiente manera :

- Se incrementó la población de los años 1961, 1972 ó 1981 ( año de los censos ) en 1%.
- Se ajustó una nueva parábola que pasa por los tres puntos ( uno de los cuales fue incrementado en 1 %).
- Se calculó el porcentaje de desviación de la nueva proyección con relación a la proyección anterior para el año 2001.
- En el cuadro 1 - 3 se presentan los resultados así obtenidos.



CUADRO 1.3 : Prueba de Sensibilidad de las Proyecciones de Población de Sedapal.

( Diferencia porcentual de la proyección de SEDAPAL con respecto a un incremento del 1% de las cifras de un año determinado )

DISTRITO	Año del Censo			Observación
	1961	1972	1981	
Lima	2.9	- 12.4	10.5	Muy Sensible
Ate	0.3	- 0.7	1.4	
El Agustino	0.6	- 2.8	3.2	
La Molina	0.1	- 0.9	1.8	
La Victoria	3.7	- 15.4	12.7	Muy Sensible
San Isidro	1.9	- 9.6	8.8	Muy Sensible
San Juan de Miraflores	0.4	- 2.3	2.8	
San Luis	0.1	- 1.0	1.9	
Santiago de Surco	0.3	- 1.2	1.9	
Surquillo	0.6	- 2.2	2.6	
Villa María del Triunfo	0.3	- 1.8	2.5	

Analizando este cuadro, se observa que las proyecciones de población en el año 2001 en los distritos de Lima, La Victoria y San Isidro son muy sensibles a variaciones menores en los datos de población de los años 1972 y 1981.

#### 1.1.1.5 Proyecciones Adoptadas.

Se efectuaron nuevas proyecciones de población para cada uno de los once distritos de interés. Para ello, se utilizaran como datos básicos los resultados de los censos de 1961, 1972 y 1981, tomados de la referencia 3.

Se adoptó una curva logística para la extrapolación de los datos básicos. Se acepta que esta metodología resulta en proyecciones más precisas que otros modelos matemáticos vale observar que el Instituto Nacional de Estadística del Perú usa la misma tecnología en sus trabajos.

La población estimado por la curva logística está restringida por un límite superior (valor de saturación), se calcularon los límites de saturación para cada uno de los once distritos en la siguiente forma (véase Cuadro 1-6) :

- (i) se midió el área de cada distrito.
- (ii) se calculó la densidad bruta de población correspondiente a los tres censos (1961, 1971 y 1981).
- (iii) se intentó ajustar una curva logística que incorpore los da

CUADRO 1.6 : Densidad de Saturación por Distrito

D I S T R I T O	Area (ha)	Densidad de Población ( hab / ha )			
		1961	1972	1981	Saturación
Lima	1,940	135.3	188.9	200.7	204.4
Are	8,000*	10.1	7.9	19.0	100.0*
El Agustino	1,780	43.3	68.2	98.8	200.0*
La Molina	3,000*	0.7	2.1	5.1	100.0*
La Victoria	900	224.2	305.2	315.8	317.8
San Isidro	940	41.5	69.7	79.5	83.8
San Juan de Miraflores	2,520	25.4	43.7	68.9	200.0*
San Luis	432	19.9	57.9	138.9	250.0*
Santiago de Surco	3,430	14.6	21.8	44.8	200.0*
Surquillo	1,040	40.9	89.9	135.2	200.0*
Villa María del Triunfo	10,000*	9.5	18.8	32.9	100.0*

\* Cifras redondeadas.

tos de los tres censos.

Esto se logró inmediatamente para los tres distritos: Lima, La Victoria y San Isidro, en los cuales se encontraron límites razonables de saturación. Para los otros ocho distritos se usaron informaciones con base en las densidades de los tres censos e indicaciones de la referencia 8.

Después de evaluar los valores de los límites de saturación se ajusta con las curvas logísticas para pasar a través de dos puntos que representan los dos últimos censos (1972 y 1981), que son los mas próximos a los años de proyección.

Las curvas logísticas resultantes fueron trazadas sobre reticulado semilogarítmico (Fig. 1.4).

Se evaluó la sensibilidad de proyección para el año 2001 y los resultados se presentan en el Cuadro 1-7. Analizando este cuadro, se observa que la sensibilidad es pequeña para un 1% de variación en los datos básicos y que las desviaciones en las proyecciones en el año 2001 son superiores al 2% solo en un caso.

Las proyecciones de población en el año 2001 calculadas por curvas logísticas y las proyecciones de la referencia (3), se comparan en el Cuadro 1-8. En la misma se observa que la diferencia entre la población total de los once distritos es relativa mente pequeña (10%). Las diferencias de población por distri-

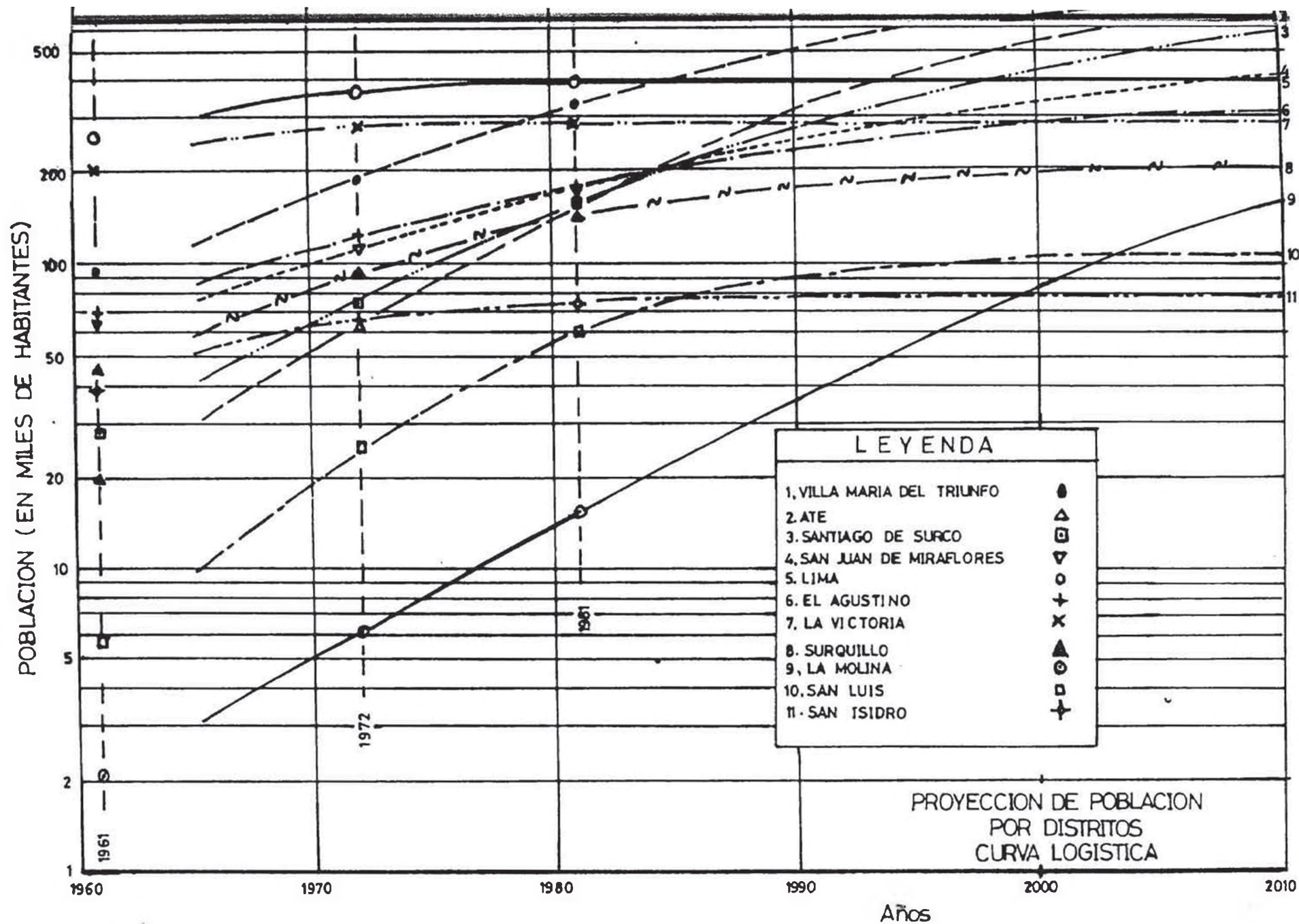


FIG. N° 1.4

CUADRO 1.7 : Prueba de Sensibilidad

D I S T R I T O	Año de Censo		Límite de Población
	1972	1981	
Lima	0.0	0.1	0.9
Ate	- 0.7	1.2	0.5
El Agustino	- 0.7	1.2	0.4
La Molina	- 1.6	2.4	0.2
La Victoria	0.0	1.0*	0.9
San Isidro	0.0	0.1	0.8
San Juan de Miraflores	- 0.9	1.6	0.3
San Luis	- 0.1	0.2	0.9
Santiago de Surco	- 0.8	1.4	0.4
Surquillo	- 0.2	0.5	0.7
Villa María del Triunfo	- 0.8	1.3	0.4

\*) El límite de población después del cambio correspondiente.

CUADRO 1.8 : Comparación de las Proyecciones de Población en el Año

2001

( Miles de Habitantes )

D I S T R I T O	Referencia (1)	Proyección por Curva Logística (2)	Relación ( 1:2 )
Lima	240	396	0.61
Ate	686	552	1.24
El Agustino	356	285	1.25
La Molina	54	90	0.60
La Victoria	144	286	0.50
San Isidro	55	79	0.70
San Juan de Miraflores	393	342	1.15
San Luis	207	104	1.99
Santiago de Surco	517	452	1.14
Surquillo	345	196	1.76
Villa María del Triunfo	851	722	1.18
T O T A L	3,848	3,504	1.10

tos oscilan dentro de los límites de 100%.

#### 1.1.1.6 Proyecciones de población por área de drenaje de cada colector.

La población correspondiente al área de drenaje de cada uno de los colectores principales se proyectó por el siguiente método:

- (i) Se calculó el porcentaje de la población del distrito incluido en cada área de drenaje.
- (ii) Se efectuó la sumatoria de dichas poblaciones para los distritos correspondientes a cada área de drenaje.

Las proyecciones de población para los diversos distritos para los años 1990, 2000 y 2010 se presentan en el Cuadro 1-9.

El porcentaje de la población total de cada distrito que se incluye en el área de drenaje fue establecido con base en los porcentajes de área de las mismas incluidas dentro del área de drenaje (véase Cuadro 1-1). En el Cuadro 1-10 se presentan los resultados de los cálculos. Con base en dichos valores se calcularon las proyecciones de población para cada área de drenaje (véase Cuadro 1-11 y Fig. 1.5).

El colector Surco sirve, y continuará haciéndolo en el futuro, a la población mayor entre los cuatro colectores, pero su importancia relativa disminuirá en el transcurso de los años.



CUADRO 1.9 : Proyecciones de Población por Distrito

( en miles de habitantes )

D I S T R I T O S	A Ñ O S			
	1981	1990	2000	2010
Lima	389.4	395	396	396
Ate	152.3	314	532	688
El Agustino	175.9	231	281	314
La Molina	15.3	36	84	156
La Victoria	284.2	286	286	286
San Isidro	74.7	78	78	79
San Juan de Miraflores	173.7	250	334	402
San Luis	60.0	90	104	107
Santiago de Surco	153.5	277	437	563
Surquillo	140.6	175	195	203
Villa María del Triunfo	328.9	510	705	846

CUADRO 1.10: Proyecciones de Población Relativa y Absoluta por Distrito  
y Colector

D I S T R I T O	Porcentaje de Población del Distrito				Población Absoluta en el Área de Drenaje ( En miles de habitantes, - Cifras redondeadas )			
	1981	1990	2000	2010	1981	1990	2000	2010
<b>Colector Surco</b>								
Ei Agustino	15	15	15	15	26	35	42	47
Ate	60	60	60	60	91	138	319	413
Limc	2	2	2	2	8	8	8	8
San Luis	100	100	100	100	60	90	104	107
Santiago de Surco	45	45	45	45	69	125	197	253
La Victoria	95	95	95	95	270	272	272	272
San Isidro	21	21	21	21	16	16	16	17
Surquillo	77	77	77	77	108	135	150	156
SUB TOTAL					648	869	1,108	1,273
<b>Colector Circunvalación</b>								
Ate	20	25	30	35	31	78	160	241
La Molina	80	85	90	95	12	31	76	148
Santiago de Surco	35	40	45	50	54	111	197	287
San Juan de Miraflores	10	10	10	10	17	25	33	40
SUB TOTAL					114	245	466	711
<b>Colector Villa María</b>								
Villa María del Triunfo	55	55	55	55	181	280	388	465
<b>Colector Villa El Salvador</b>								
Villa María del Triunfo	45	45	45	45	148	230	317	381
TOTAL					1,091	1,624	2,279	2,830

CUADRO 1.11 : Proyecciones de Población por Área de Drenaje

COLECTOR	1981	1990	2000	2010
<u>Surco</u>				
Miles de habitantes	643	869	1,103	1,273
% del total	59	54	49	45
<u>Circunvalación</u>				
Miles de habitantes	114	245	466	711
% del total	10	15	20	25
<u>Villa María</u>				
Miles de habitantes	181	280	389	465
% del total	17	17	17	16.5
<u>Villa El Salvador</u>				
Miles de habitantes	148	230	317	381
% del total	14	14	14	13.5
<u>TOTAL</u>				
Miles de habitantes	1,091	1,624	2,279	2,830
%	100	100	100	100

# POR AREAS DE DRENAJE

- 1.- Surco.
- 2.- Circunvalacion.
- 3.- Villa Maria.
- 4.- Villa El Salvador.
- 5.- Total.

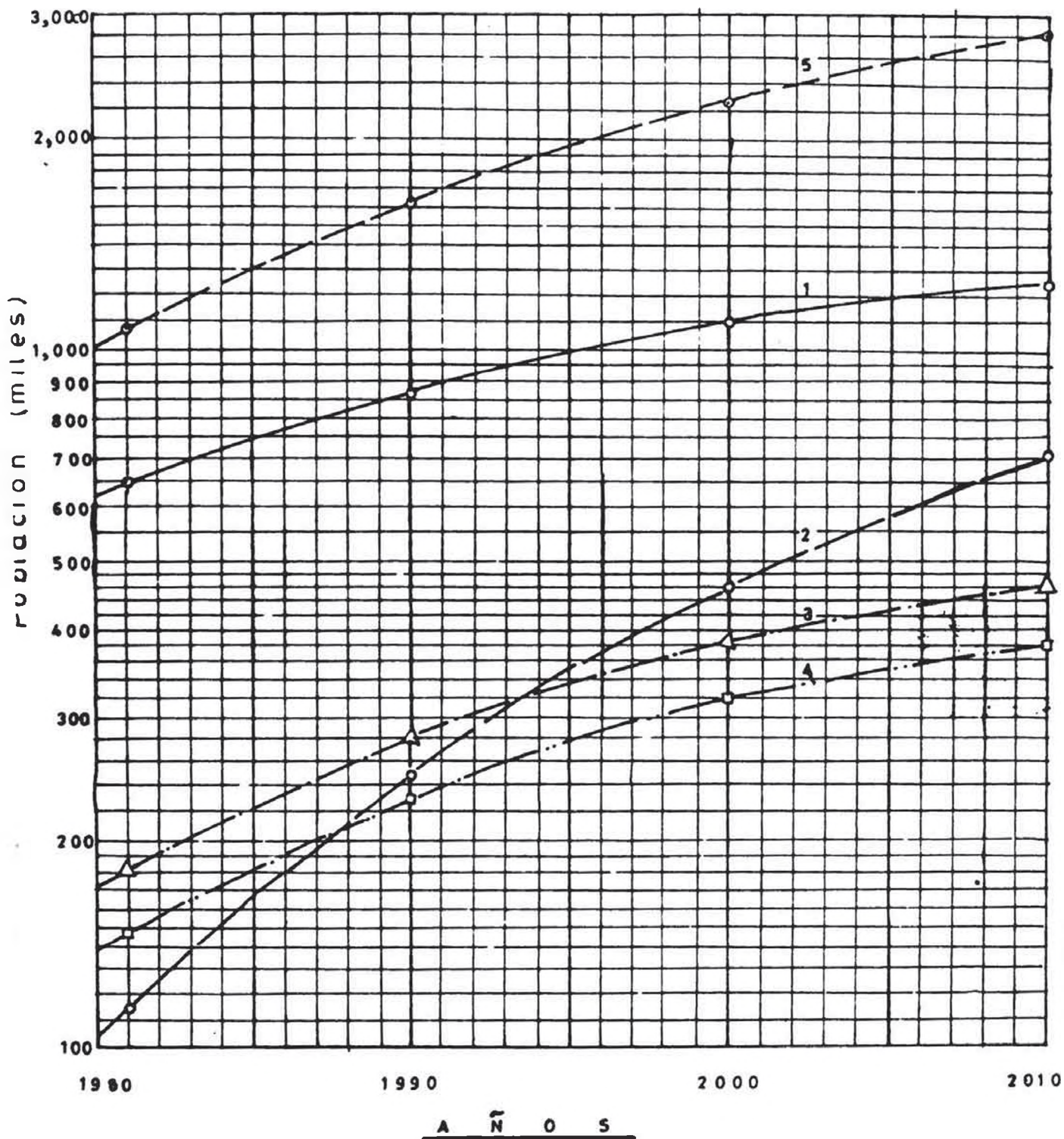


FIG. N° 15

La población servida por el colector Circunvalación tendrá un crecimiento rápido (tanto en valores absolutos como relativos).

Las poblaciones servidas por los colectores Villa María y Villa El Salvador presentan también un crecimiento rápido, pero la importancia relativa de estos colectores - desde el punto de vista - de las poblaciones que sirven - se mantendrá invariable.

### 1.1.2 Caudales de Aguas Servidas.

#### 1.1.2.1. Generalidades.

Las aguas servidas pueden dividirse según su fuente: doméstico, - comercial, industrial, institucional, aguas de enfriamiento y de afluencias por infiltración.

Con fines de proyección y diseño, los métodos básicos para la estimación de caudales de agua servidas son :

- Aforo del caudal en los sistemas existentes y realización de corección para tomar en cuenta probables incrementos futuros.
- Estimación y agregación de las diversas fuentes.

En el caso de sistemas existentes, el primer método es generalmente el más confiable.

Sin embargo, cuando no existen sistemas de desague, o cuando se presenta una multiplicidad de bocas de desague o por limita -

ciones hidráulicas u otras razones no es posible efectuar el aforo de los caudales existentes, entonces el caudal total se determina por medio de la sumatoria de las estimaciones de las diferentes fuentes que contribuyen al caudal.

Con base en la Ref. 1 el caso del presente proyecto se enfoca del siguiente modo: existe un sistema de desagüe en el cual el presente proyecto comprende cuatro cuencas de drenaje (de los colectores de Surco, Circunvalación, Villa María y Villa El Salvador). Durante el período 1980-84 se llevaron a cabo mediciones de caudal durante varios días en cada uno de estos colectores, pero se considera que no son suficientes ni para caracterizar la realidad actual ni para prever el desarrollo futuro.

Es por esta razón que se decidió aplicar ambos métodos para la estimación de los caudales.

El segundo método considera una evaluación del consumo de agua según los diferentes tipos de usuarios. El agua que llega al sistema de desagüe representa del 70 al 80% del consumo total de agua en el caso de una red de alcantarillado ampliamente desarrollado. De esta manera, la evaluación por el segundo método sirve para controlar los resultados obtenidos por el primero.

#### 1.1.2.2 Aforos y Muestreos en los colectores principales en el área del proyecto.

Con el fin de completar la información existente y facilitar la realización de proyecciones de caudales y de composición de las aguas servidas, se efectuaron aforos y muestreos en los cuatro colectores principales en el área del proyecto.

Se eligen cuatro puntos de aforo y muestreo, o sea, un punto para cada uno de los colectores principales.

Los puntos de aforo y los puntos de muestreo son idénticos para cada colector. Esto posibilita utilizar la distribución del caudal dentro de las 24 horas del día para la preparación del muestreo compuesto.

Como puntos de aforo y muestreo se eligieron buzones que tuvieron un acceso fácil para agilizar el trabajo. Estos buzones se encuentran próximos a los puntos designados para derivación, con excepción del punto de muestreo del colector Villa El Salvador que está ubicado aproximadamente 5 Km. aguas abajo del probable punto de derivación. Este hecho no afectará los resultados de las mediciones porque en dicho trecho el colector no tiene conexiones laterales de alcantarillado.

Las ubicaciones de los puntos de aforos y muestreos están marcadas en la Fig. 1.2 .

#### 1.1.2.3 Mediciones efectuadas.

En cada punto de muestreo se han efectuado aforos y muestreos en varios días hábiles. Se midió cada hora el caudal y se tomó una muestra que fue debidamente preservada.

Además se han efectuado mediciones de temperatura y acidez de las aguas servidas.

Asimismo, tres veces por día se llevaron a cabo ensayos de sedimentación por el método Imhoff.

Para las mediciones de caudales se ha empleado el método de tirante pendiente por ser el más apropiado en el marco del presente trabajo (debido al calendario ajustado del trabajo no ha sido posible la adquisición de instrumentos o construcción de estructuras especiales necesarias para implementar métodos más sofisticados).

Al completar el día de muestreo, se efectuó la mezcla de las 24 muestras horarias, utilizando volúmenes proporcionales al caudal correspondiente a la hora de la toma de la muestra. Estas muestras compuestas fueron analizadas para establecer su calidad química, física y bacteriológicas.

#### 1.1.2.4 Mediciones de caudal y relaciones caudal tirante.

Se determinaron las características hidráulicas de los cuatro colectores (Surco, Circunvalación, Villa María y Villa El -



Salvador) con base en mediciones de campo y cálculos de gabinete.

Las mediciones de campo incluyeron los siguientes parámetros :

- Longitud de un tramo del colector entre dos buzones.
- Diferencias de cotas de la rasante entre los dos buzones (la pendiente del colector fue calculada dividiendo la diferencia de cotas por la longitud del tramo en cuestión).
- Diámetro del colector.
- Tiempo de travesía de una boya entre los buzones. Se calculó la velocidad de la corriente dividiendo la longitud del tramo entre los buzones por el tiempo de la travesía.
- Mediciones promediadas de velocidad.
- Tirante en el momento de la medición de la velocidad.

La obtención de estos parámetros en los colectores Villa María y Villa El Salvador fue efectuado el 10 de octubre de 1984 y en los colectores Surco y Circunvalación el día 12 de noviembre del mismo año. Para los colectores Surco y Circunvalación existen también mediciones efectuadas en mayo de 1983 por un equipo de SEDAPAL, dirigido por el Ing. Augusto Zacarías - Córdova.

En los cálculos se utilizó la fórmula de Manning (sistema mé-

trico) :

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde :

V = Velocidad del agua (m/s)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad.

El Cuadro 1.12 resume las mediciones y cálculos para cada uno de los colectores.

Los coeficientes de rugosidad calculados con base en las mediciones de SEDAPAL son 0.0161 y 0.0158 para los colectores Surco y Circunvalación, respectivamente.

Los valores calculados (con base en las mediciones efectuadas por el equipo del presente estudio) se describen en la faja - 0.0142 - 0.0136 para los cuatro colectores.

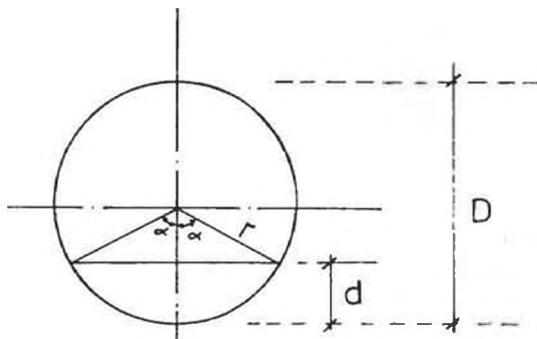
Los valores publicados en la literatura profesional para coeficientes de rugosidad de Manning en colectores cerrados y sección de flujo no lleno (alcantarillas con buzones, etc.) son :

mínimo	-	0.013
normal	-	0.015
máximo	-	0.017.

CUADRO 1.12 : RESUMEN DE VALORES HIDRAULICOS MEDIDOS Y GALCULADOS PARA LOS CUATRO COLECTORES

COLECTOR	Medición		Valores Medidos				Valores Calculados		
	Fecha	Hora	D (m)	d (m)	S (%)	V (m/s)	A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	Manning
Surco	12.11.84	11:30	1.30	0.730	10.9	3.63	0.767	2.79	0.0142
Circunvalación	12.11.84	13:00	1.32	0.270	14.0	2.53	0.201	0.509	0.0139
Villa María	10.10.84	10:30	1.41	0.215	9.6	1.83	0.150	0.275	0.0139
Villa El Salvador	10.10.84	12:00	0.97	0.210	8.9	1.74	0.118	0.205	0.0136

Definiciones :



$$\begin{aligned}
 r &= D/2 & Q &= A \cdot V. \\
 \alpha &= \arccos(1-d/r) & n &= R^{2/3} \cdot s^{1/2} / V. \\
 A &= \left( \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) r^2 \\
 P &= 2 \cdot \alpha \cdot r. \\
 R &= A/P
 \end{aligned}$$

Los valores calculados con base en las mediciones en los cuatro colectores se inscriben dentro de los límites indicados en la literatura.

En los cálculos de caudales basados en tirantes y la fórmula Manning se usó, para los cuatro colectores, el valor redondeado de :

$$n = 0.014$$

En los Cuadros 1.13 a 1.16 se indican los resultados de los cálculos de caudales en función de los tirantes, detallándose los caudales correspondientes a incrementos de 0.01m en el valor de tirante, dentro del rango previsto de variación del tirante en los cuatro colectores.

Cabe señalar que para los colectores Circunvalación, Villa María y Villa El Salvador existen pequeñas diferencias entre los valores de diámetro en el campo, en los puntos de aforo y los valores de diseño que aparecen en los planos (véase Fig. 1.2).

En los cálculos se usaron los valores medidos en el campo, pero este hecho ni tiene influencia significativa sobre los caudales debido a que en estos tres colectores los valores de tirante son todavía relativamente bajos. A modo de prueba, en el caso del colector Circunvalación, el diámetro medido en el pun











to de aforo es 1.32m y el diámetro conforme a los planos es 1.40 m. Tal como se indicó, en los cálculos de caudal se consideró el valor medido de 1.32m. En el caso de que se hubiera usado el valor de 1.40m, la diferencia en el caudal hubiera sido sólo de 3.3% para un tirante de 10cm, tal como se aprecia en el Cuadro 1.17.

Con ello queda demostrado que los posibles errores en las mediciones de los diámetros de los colectores no ejercen una influencia significativa en los cálculos de caudales.

#### 1.1.2.5 Distribución horaria de los Caudales.

##### 1.1.2.5.1 Colector Surco.

Durante siete días, en marzo-mayo de 1981, se efectuaron mediciones horarias del flujo de aguas servidas en el colector Surco. La distribución máxima promedio y mínima del caudal durante 24 horas, con base en la Ref. 9, se da en la Fig. 1.6 (en caudales absolutos y relativos).

La misma figura indica:

- La distribución de caudales, medido durante 24 horas por SEDAPAL en mayo de 1983.

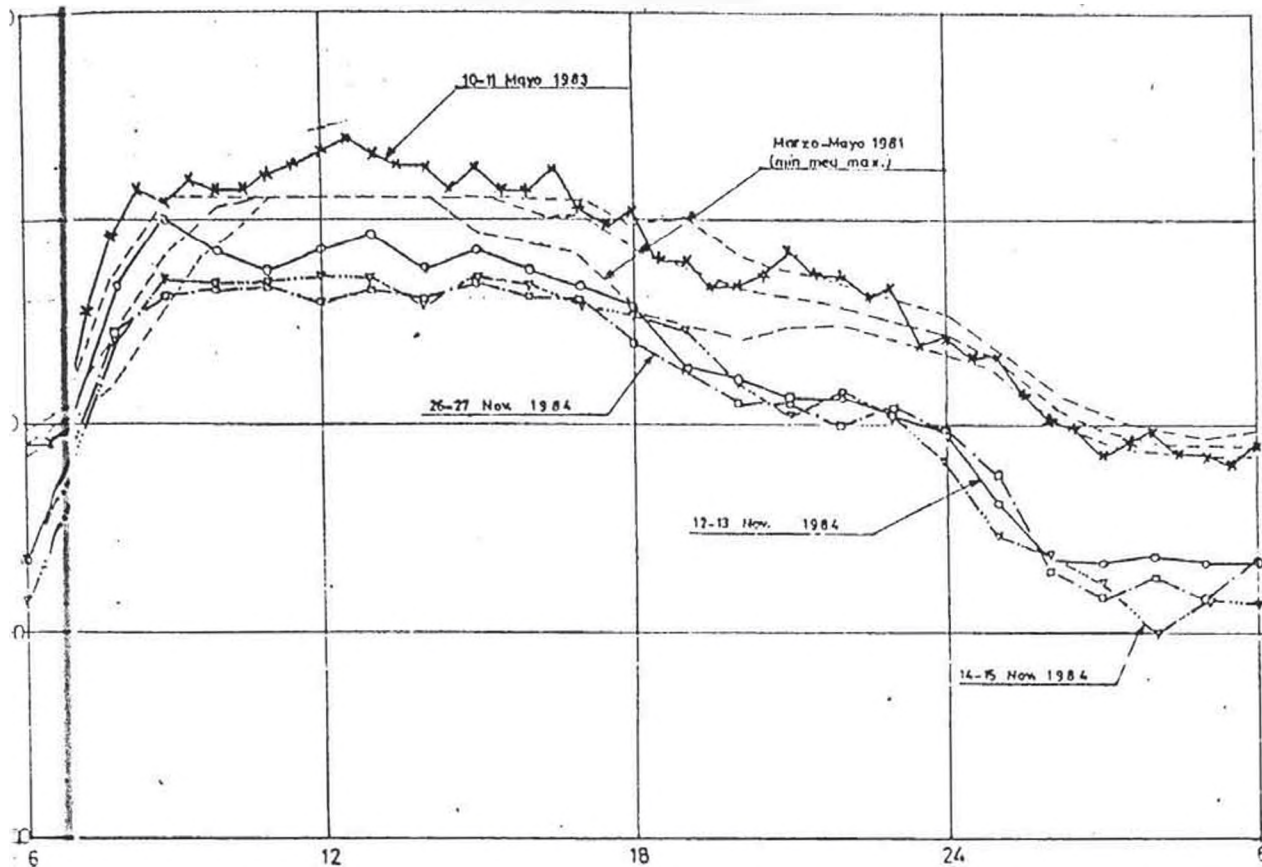
La distribución horaria de los caudales durante tres periodos de 24 horas, medido por un equipo del presente proyecto en noviembre de 1984.

CUADRO 1.17 : Colector Circunvalación : Caudal en Función del Diámetro del Tubo

Tirante (m)	$n = 0.014$		$S = 14.0\%$
	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$		$\frac{Q}{Q}$ (%)
	$D_1 = 1.32 \text{ m}$	$D_2 = 1.4 \text{ m}$	
0.1	0.0642	0.0663	3.3
0.2	0.274	0.284	3.6
0.3	0.626	0.650	3.8
0.4	1.103	1.151	4.3

COLECTOR SURCO  
 CAUDALES DE AGUAS SERVIDAS - VARIACION HORARIA

CAUDALES ABSOLUTOS



CAUDALES RELATIVOS

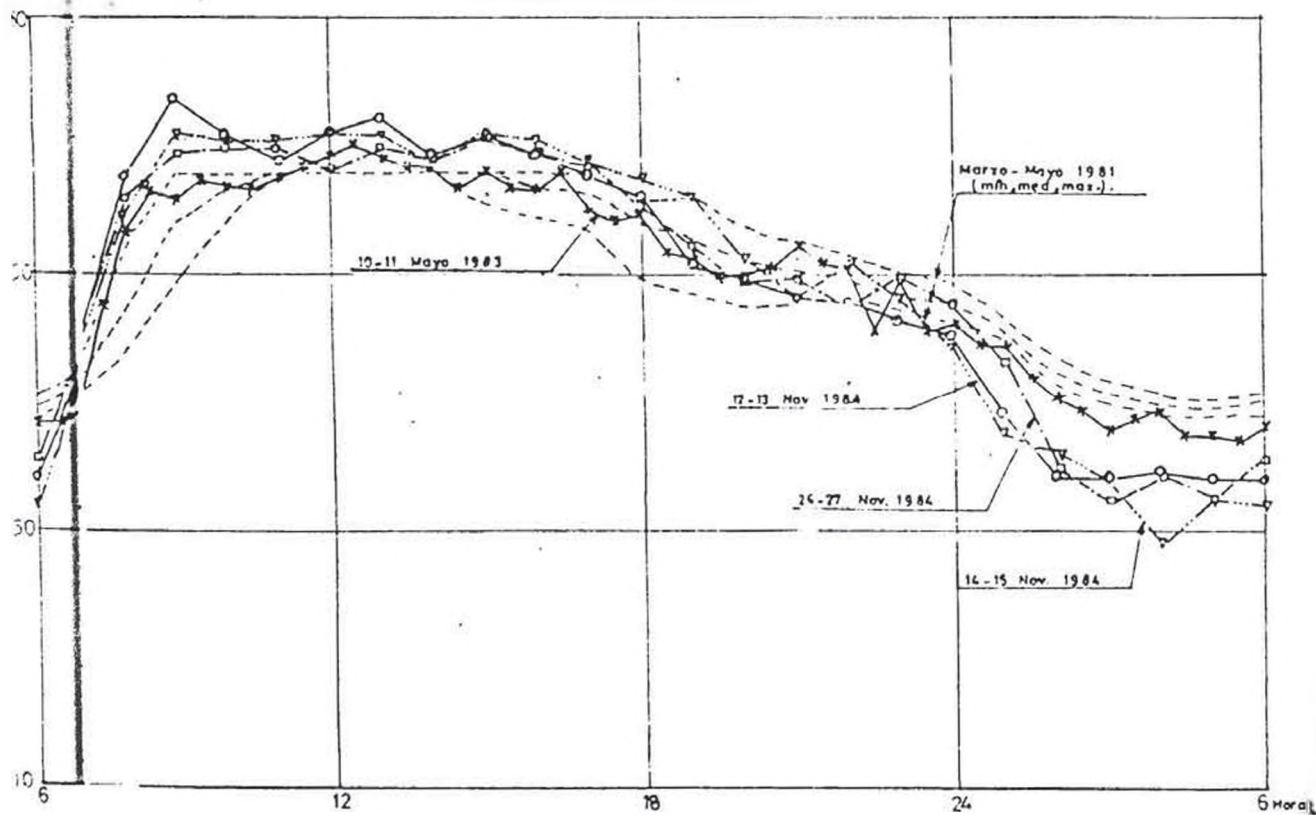


FIG. No. 16

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 PACILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CÍRIL  
 PROMCCION 84-II

- Los caudales medidos en 1984 son aproximadamente 0.3 - 0.5 m<sup>3</sup>/s inferiores a los medidos en 1981 y 1983 especialmente los caudales extremos (horas de caudales máximo y mínimo).
- Los caudales relativos muestran valores máximos más altos -- (punta) y valores mínimos más bajos (durante toda la noche).

Estos valores fueron comparados a modo de control con los del colector Reading que drena las aguas servidas de varios centros urbanos de Israel (incluyendo Tel Aviv).

Como se aprecia en el Cuadro, 1.18 existe una buena correlación entre la distribución del colector Reading y la del colector Surco de noviembre de 1984.

Las poblaciones de las áreas de drenaje son también comparables: 710,000 habitantes para el área del colector Surco - (noviembre de 1984) y 600,000 habitantes para el colector Reading de Israel.

No existen suficientes elementos de criterio para explicar las diferencias entre los caudales medidos en el colector Surco - antes de 1984 y aquellos registrados en 1984.

#### 1.1.2.5.2 Colector Circunvalación.

Se efectuaron mediciones horarias de caudal durante tres días

CUADRO No. 1.18

Distribución Horaria de Caudales Relativos de Aguas Servidas en un Día Hábil  
( en porcentaje del caudal diario promedio )

HORA	SURCC (1984)	Circunvalación	Villa María	Reading*	BASSA →*
7	85	75	137	58	68
8	115	89	140	97	121
9	128	103	160	120	143
10	126	112	131	135	145
11	124	132	156	132	142
12	125	145	182	128	137
13	127	128	198	127	136
14	122	135	170	124	139
15	123	132	149	128	141
16	125	135	125	125	140
17	122	131	131	124	132
18	116	106	111	120	118
19	107	109	121	114	110
20	100	97	126	111	106
21	97	99	65	110	105
22	97	94	42	108	94
23	95	92	36	101	84
24	90	70	39	89	72
1	75	76	20	78	58
2	62	66	36	69	48
3	59	69	33	58	42
4	58	68	15	51	40

HORA	SURCO (1984)	Circunvalación	Villa María	Reading*	BASSA -*
5	57	69	15	47	39
6	60	68	35	46	40
DIA	100	100	100	100	100

(\*) Colector en Israel

en el colector Circunvalación: el primero (26-27 de mayo de 1983) por un equipo de SEDAPAL, y otros dos (29-30 de octubre de 1984 y 19-20 de noviembre de 1984.) .

En general, los caudales absolutos medidos en 1983 son inferiores a los medidos en 1984, como se aprecia en la Fig. 1.7 lo que representa una tendencia normal.

Las distribuciones de caudales relativos, que también se muestran en la Fig. 1.7, revelan una buena correlación entre las mediciones de los tres días, lo que confirma un patrón de estabilidad.

Tal como en el caso del colector Surco, se efectuó una prueba de control de la distribución de caudales relativos. Se usó como testigo al colector Bassa de Israel, que drena un área con una población de 80,000 habitantes comparables con los 150,000 habitantes servidos por el colector Circunvalación. Los caudales relativos de Bassa se calcularon con base en el promedio de las mediciones realizadas durante dos estaciones sin lluvia (junio-noviembre de 1975 y 1976) tomando en cuenta los registros horarios de caudales de unos 150 días hábiles. De la comparación (véase Cuadro 1.18) se desprende que durante horas de la noche los caudales relativos de Circunvalación son de 66%, mientras que los de Bassa -

COLECTOR CIRCUNVALACION  
 CAUDALES DE AGUAS SERVIDAS - VARIACION HORARIA  
 CAUDALES ABSOLUTOS

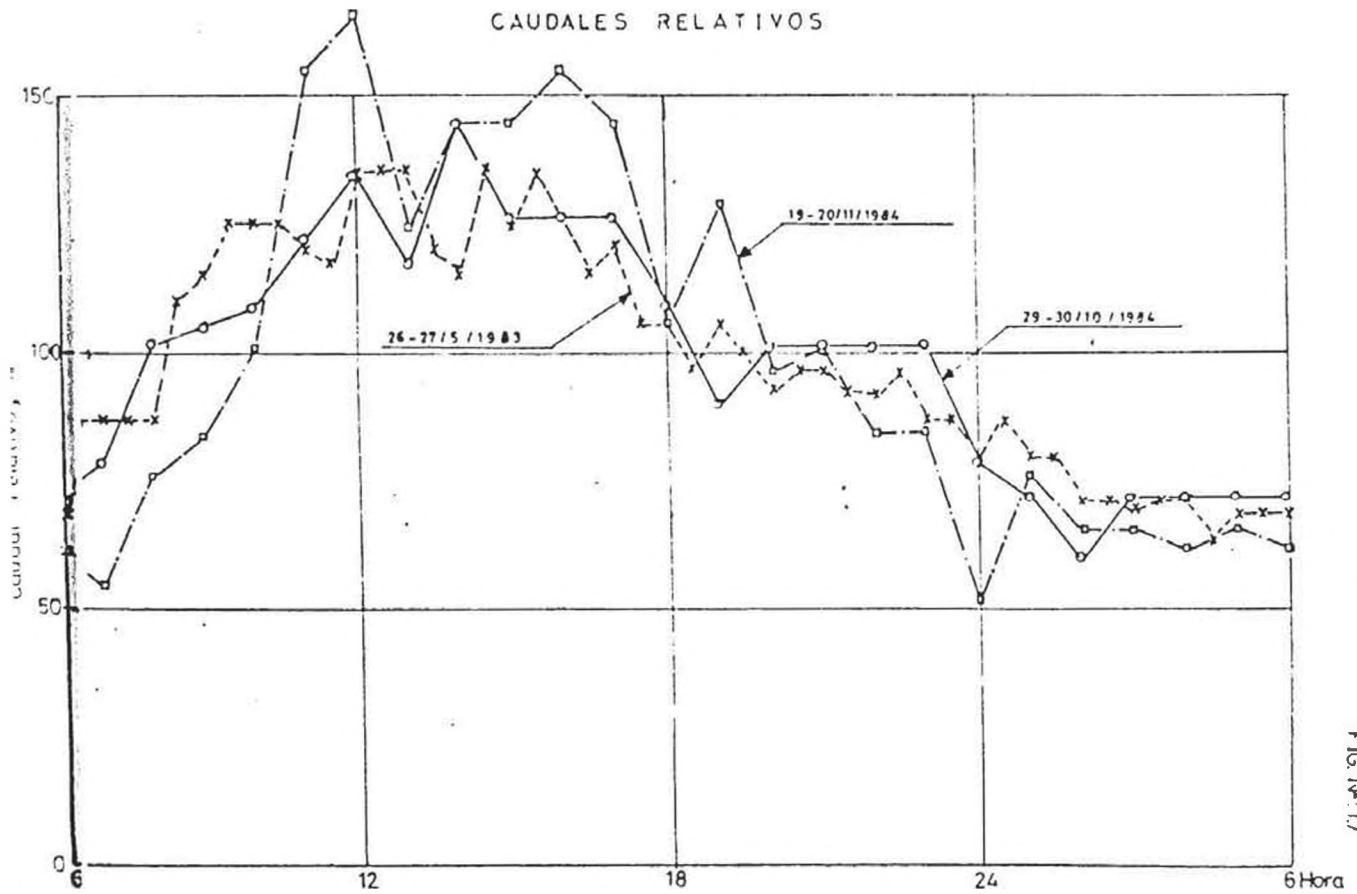
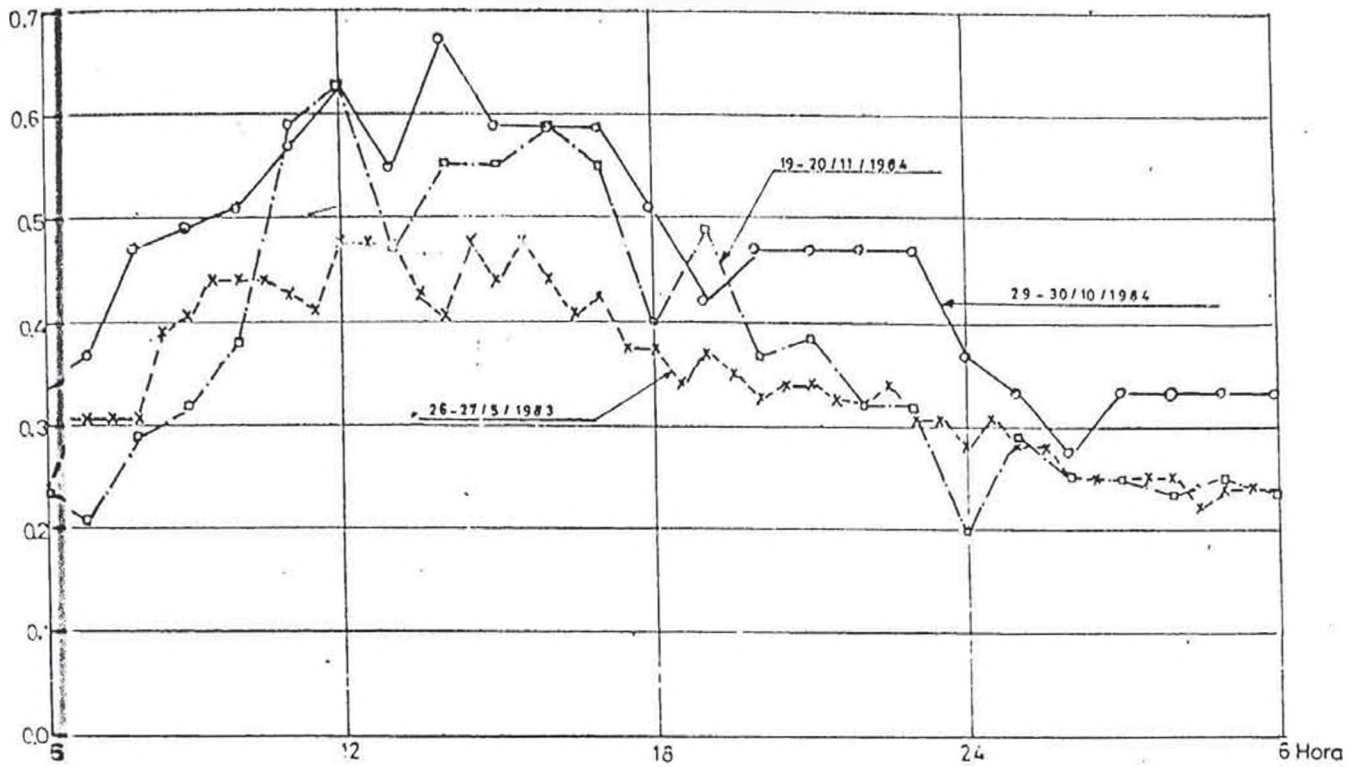


FIG. N.º 17



son de 39% - 42%.

A pesar de que resulta razonable la existencia de una tendencia de incremento en los caudales mínimos en colectores que drenan áreas de población más grande, la diferencia entre Circunvalación y Bassa supera lo habitual, siendo los caudales relativos nocturnos de Circunvalación aún más altos que los de Surco.

Este fenómeno podría explicarse presumiendo que Circunvalación cuenta con una fuente adicional relativamente constante de afluencia. La magnitud de dicha afluencia podría estimarse presumiendo que :

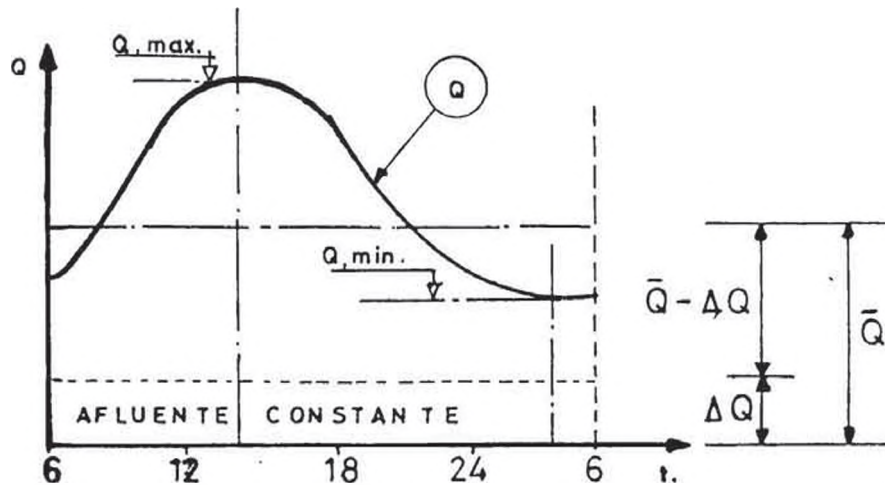
- El caudal nocturno relativo real es igual a 44% (tal como en Bassa pero con un incremento proporcional a la mayor población en Circunvalación).
- El caudal nocturno relativo distorsionado es 68% (tal como resulta de las mediciones).

La afluencia relativa constante ( $Q/Q$ ), sería (véase Fig. 1.8) :

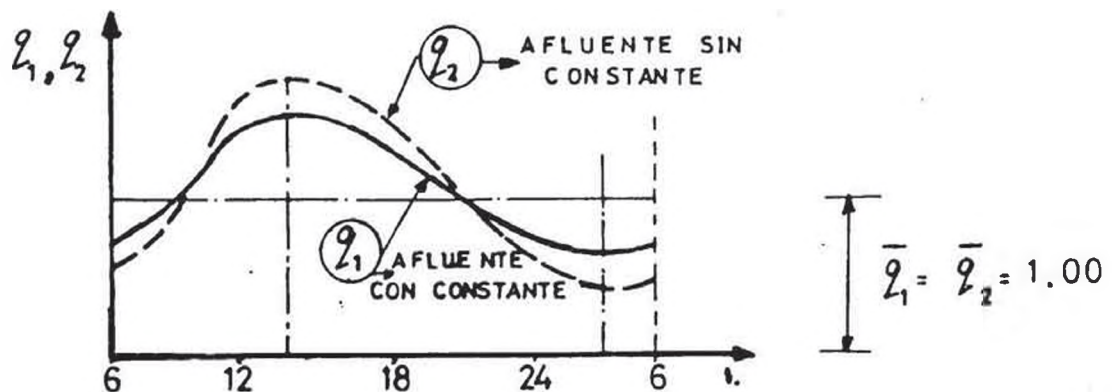
$$\frac{Q}{Q} = \frac{68 - 44}{100 - 44} = 43\%$$

# CORRECCION PARA CAUDAL CONSTANTE DE AFLUENTE ADICIONAL

## CAUDALES ABSOLUTOS



## CAUDALES RELATIVOS



$$q_{1,max} = \frac{Q_{max}}{\bar{Q}}$$

$$q_{1,min} = \frac{Q_{min}}{\bar{Q}}$$

$$q_{2,max} = \frac{Q_{max} - \Delta Q}{\bar{Q} - \Delta Q}$$

$$q_{2,min} = \frac{Q_{min} - \Delta Q}{\bar{Q} - \Delta Q}$$

$$\Delta Q = \frac{q_{2,max} \cdot \bar{Q} - Q_{max}}{q_{2,max} - 1} = \frac{q_{2,max} - q_{1,max}}{q_{2,max} - 1} \bar{Q}$$

$$\Delta Q = \frac{Q_{min} - q_{2,min} \cdot \bar{Q}}{1 - q_{2,min}} = \frac{q_{1,min} - q_{2,min}}{1 - q_{2,min}} \cdot \bar{Q}$$

#### 1.1.2.5.3 Colectores Villa María y Villa El Salvador.

Un equipo llevó a cabo mediciones horarias de caudal en el colector Villa María durante dos días (5-6 y 21-22 de noviembre de 1984) y en el colector Villa El Salvador un día (7-8 de noviembre de 1984). La distribución de caudales absolutos y relativos se muestran en la Fig. 1.9.

Tal como se aprecia, las distribuciones presentan un alto grado de inestabilidad y en el caso de Villa María llegan a extremos acentuados (mín. : 15%; máx. : 198%; véase Cuadro 1-19). Los resultados muestran que a pesar de que la cuenca de drenaje de Villa María sirve una población relativamente importante de 210,000 habitantes (1984) el desague es exclusivamente domiciliario, por lo que los caudales nocturnos son muy reducidos. También es posible que los caudales mínimos se vieran ligeramente afectados por la interrupción del suministro eléctrico en la noche del día en que se llevaron a cabo los aforos : 5-6 de noviembre de 1984 - véase Fig. 1.9).

La distribución horaria de Villa El Salvador puede considerarse atípica, con abruptas puntas entre las 8 y 9 horas, un mínimo a las 10 AM y cierta alza durante la noche. Se considera que la información disponible es insuficiente y hacen falta mediciones adicionales en este colector.

COLECTOR VILLA EL SALVADOR  
 CAUDALES DE AGUAS SERVIDAS - VARIACION HORARIA  
 CAUDALES ABSOLUTOS

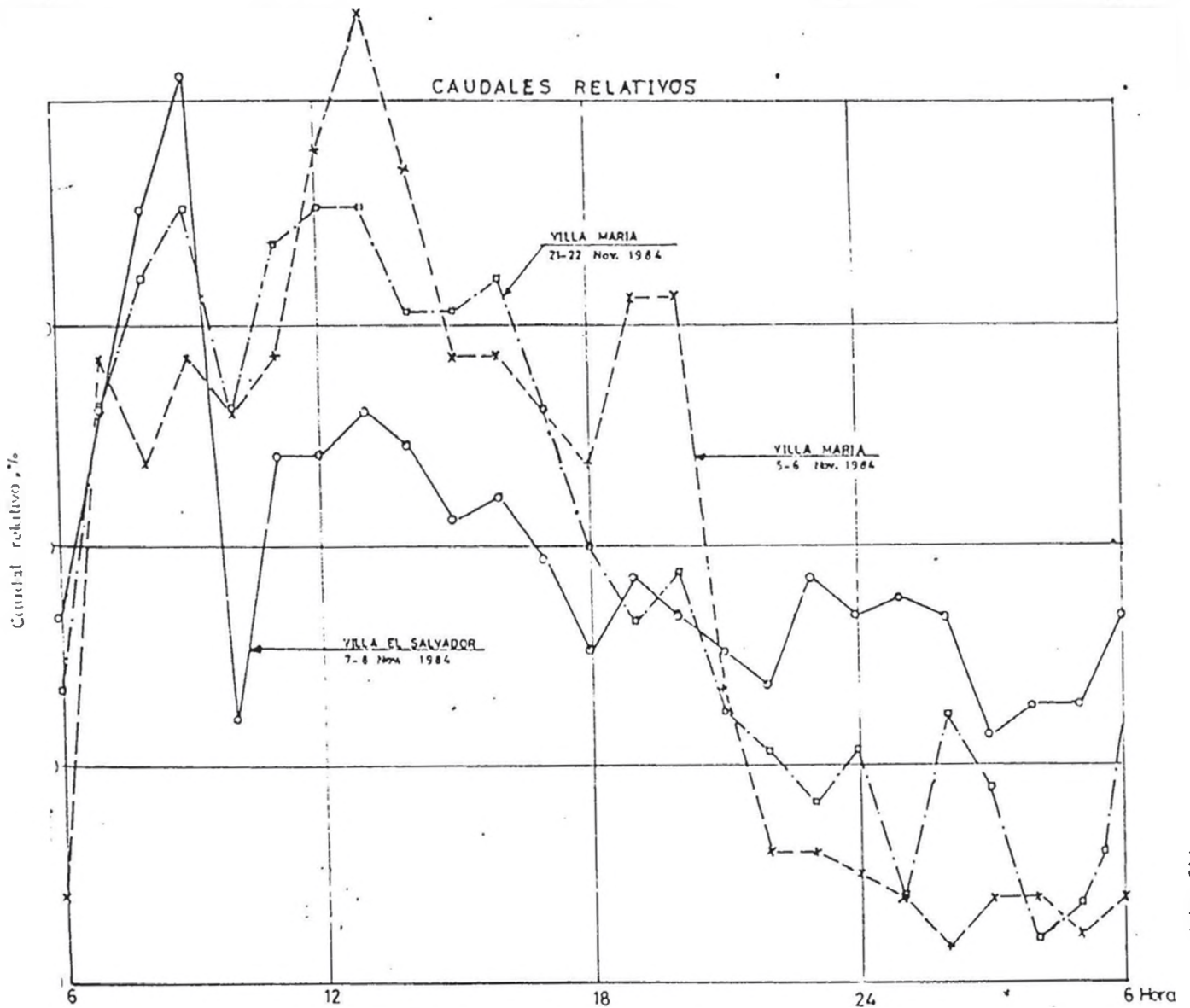
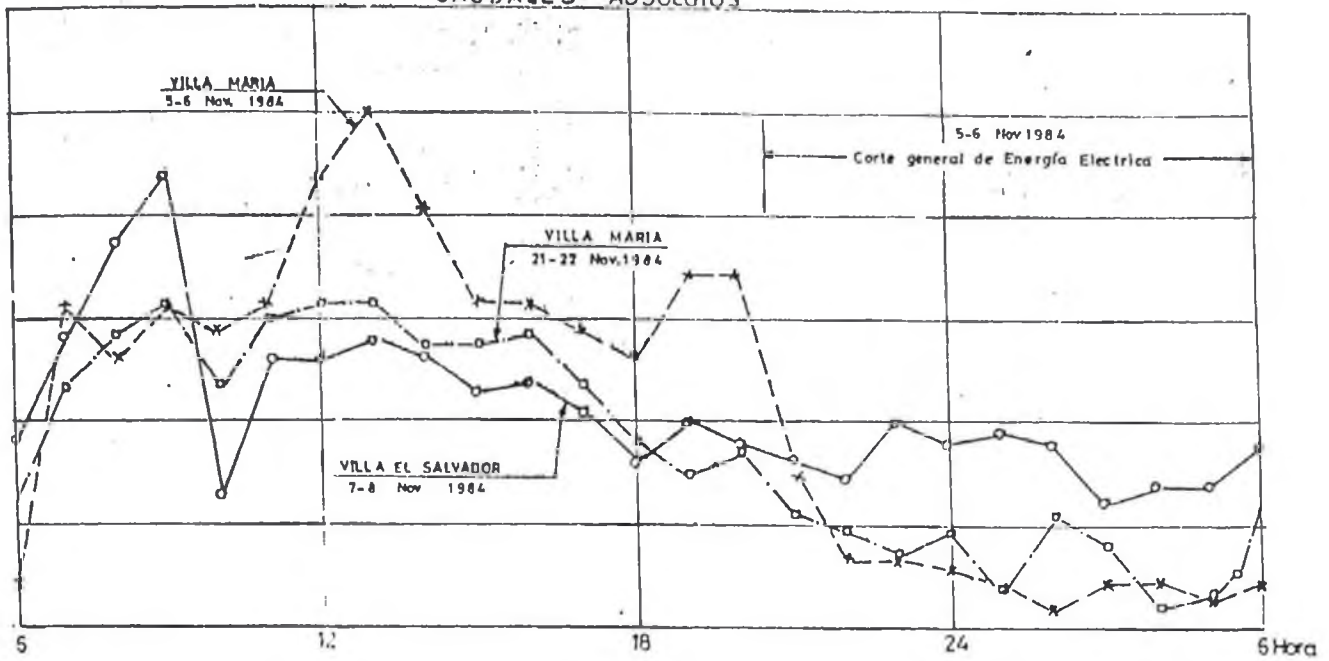


FIG No. 19

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84 - II

CUADRO 1.19: Caudales de Desagüe Medidas por Colector

COLECTOR	Fecha de la Medición	QD Caudal de Desagüe ( m <sup>3</sup> /s )	P Población (miles de habitantes)	D Tasa de Desagüe Aparente ( l/día).
Surco	Mar. -May. 1981	2.42	648	323
	10-11 May. 1983	2.69	690	337
	12-13 Nov. 1984	2.24	710	273
	14-15 Nov. 1984	2.12	710	258
	26-27 Nov. 1984	2.12	710	<u>258</u>
	Promedio Nov. 1984			263
Circunvalación	Nov. -Dic. 1980	0.18	105	148
	26-27 May. 1983	0.35	138	219
	29-30 Oct. 1984	0.46	150	265
	19-20 Nov. 1984	0.38	150	<u>219</u>
	Promedio 1983 - 1984			234
Villa María	Nov. -Dic. 1980	0.20	170	102
	5 - 6 Nov. 1984	0.22	210	90
	21-22 Nov. 1984	0.19	210	<u>78</u>
	Promedio 1984			84
Villa El Salvador	Nov. -Dic. 1980	0.04	140	25
	7 Nov. 1984	0.21	172	105

(1) 7 días de medición, Ref. 9

(2) 24 horas de medición, Ref. 9

(3) 24 horas de medición por SEDAPAL

(4) 24 horas de medición por un equipo del proyecto REUSC de aguas servidas con fines agrícolas al Sur de Lima.

#### 1.1.2.6 Promedios diarios de los caudales.

Los promedios diarios de los caudales de aguas servidas obtenidos después de mediciones durante 24 horas en los cuatro colectores se muestran en el Cuadro 1-19 junto con datos demográficos, año de la medición y el aparente aporte específico (o sea, dotación de desague per-cápita).

Se dan cinco resultados para el colector Surco (uno para 1981, otro para 1983 y tres para 1984). Los primeros dos resultados muestran un aporte específico más alto (330 l/c.d) que las mediciones de 1984 (263 l/c.d), confirmando las observaciones de la sección 1.1.2.5. Los promedios obtenidos para 1984 concuerdan aparentemente con los valores reales.

Los aportes específicos para el colector Circunvalación muestran incrementos en el transcurso del tiempo, probablemente debido al crecimiento de la población. En resumen, los promedios para 1983 y 1984 pueden considerarse representativos. Los valores de aportes específicos aparentes para los colectores Villa María y Villa El Salvador son bajas pero aceptables. La reducida tasa de 1980 en Villa El Salvador apunta probablemente al hecho de que las conexiones al colector eran recientes.

### 1.1.3 Consumo de Agua.

#### 1.1.3.1 Consumo Domiciliario de Agua.

Se considera que los registros de consumo de agua para uso doméstico representan el 90% del consumo promedio anual (Ref. 9, Vol. III A, pág. 93). Los registros, que se refieren a junio de 1980, conciernen a dos categorías de usuarios: unos con más de 22 m<sup>3</sup>/mes y otros con consumo menores. El Cuadro 1-20 presenta la información sobre el consumo de agua en cada uno de los once distritos incluyendo cada una de las dos categorías (tasa de consumo promedio) y la población correspondiente. Paralelamente, se tomó de la Ref. 9 el total de población para cada uno de los distritos en 1980.

Se asignó un consumo aproximado de 20 l/c.d, tal como se recomienda en la Ref. 9 Vol III A, pág. 95, a la diferencia entre el total de población por distrito y la población que corresponde a los registros de consumo de aguas para uso doméstico.

El promedio ponderado del consumo específico de agua para uso doméstico de los registros se corrigió en el Factor  $K = 1.52$  - resultante de los siguientes componentes (véase Ref. 9, Vol III A, Cuadro 7, pág. 93) :

CUADRO 1.20: Consumo Domiciliario de Agua por Distrito

DISTRITO	Registro de Cobranza, Junio 1980				Población no Incluida	Población Total 1980.	Tasa c Consu mo Pro med C
	Consumo Mayor de 22m <sup>3</sup> /Mes.		Consumo Menor de 22m <sup>3</sup> /Mes.				
	C <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	P <sub>2</sub>			
	(l./c.d)	(miles de hab)	(l./c.d)	(miles de hab)			
(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(1)	(3)	
Lima	300	257	64	95	48	400	318
Ate	377	24	70	36	40	100	184
El Agustino	261	16	48	21	143	180	60
La Molina	1,302	6	23	5	3	14	365
La Victoria	240	207	61	47	66	320	254
San Isidro	450	71	58	16	10	97	517
S. J. DE Miraflores	239	28	26	93	69	190	80
San Luis	365	18	65	10	10	38	294
Stgo. de Surco	641	59	45	29	72	160	381
Surquillo	405	55	43	30	20	105	345
V.M. del Triunfo	402	11	21	185	273	469	39

FUENTES: (1) Ref. 9, Vol III A, Cuadros 4.13, 4.14, 4.1

$$(2) P_3 = P - (P_1 + P_2)$$

$$(3) C = (C_1.P_1 + C_2.P_2) \cdot K + C_3.P_3 / P$$

$$K = 1.52; C_3 = 20 \text{ l./c.d}$$

Observación :

Las cifras de población fueron extraídas de la Ref. 9 y difieren de la utilizada en este estudio ya que son anteriores al censo de 1981 cuyos resultados, el estudio sí toma en cuenta. Estas cifras se utilizaron sólo para el cálculo de promedios ponderados C (tasa de consumo promedio)



Componentes del uso del Agua.

	<u>(m<sup>3</sup> / s)</u>	<u>(%)</u>
Facturación registrada.	7.58	69.4
Descalibración de medidores.	1.55	14.2
Subestimación de las conexio <u>n</u> es sin medidor.	1.25	11.4
Utilizado por los pueblos jóvenes.	0.08	0.7
Regadío de parques.	<u>0.47</u>	<u>4.3</u>
Uso Total de Agua :	10.93	100.0

Factor Corrector :

$$K = \frac{1}{0.9} \cdot \frac{7.58 + 1.55 + 1.25}{7.58} = 1.52$$

1.1.3.2 Consumo Industrial de Agua.

Con el objeto de evaluar el aporte de aguas servidas industriales a los cuatro colectores, se identificaron las industrias situadas en las cuencas de drenaje en cotas por encima de los puntos de captación potencial.

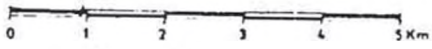
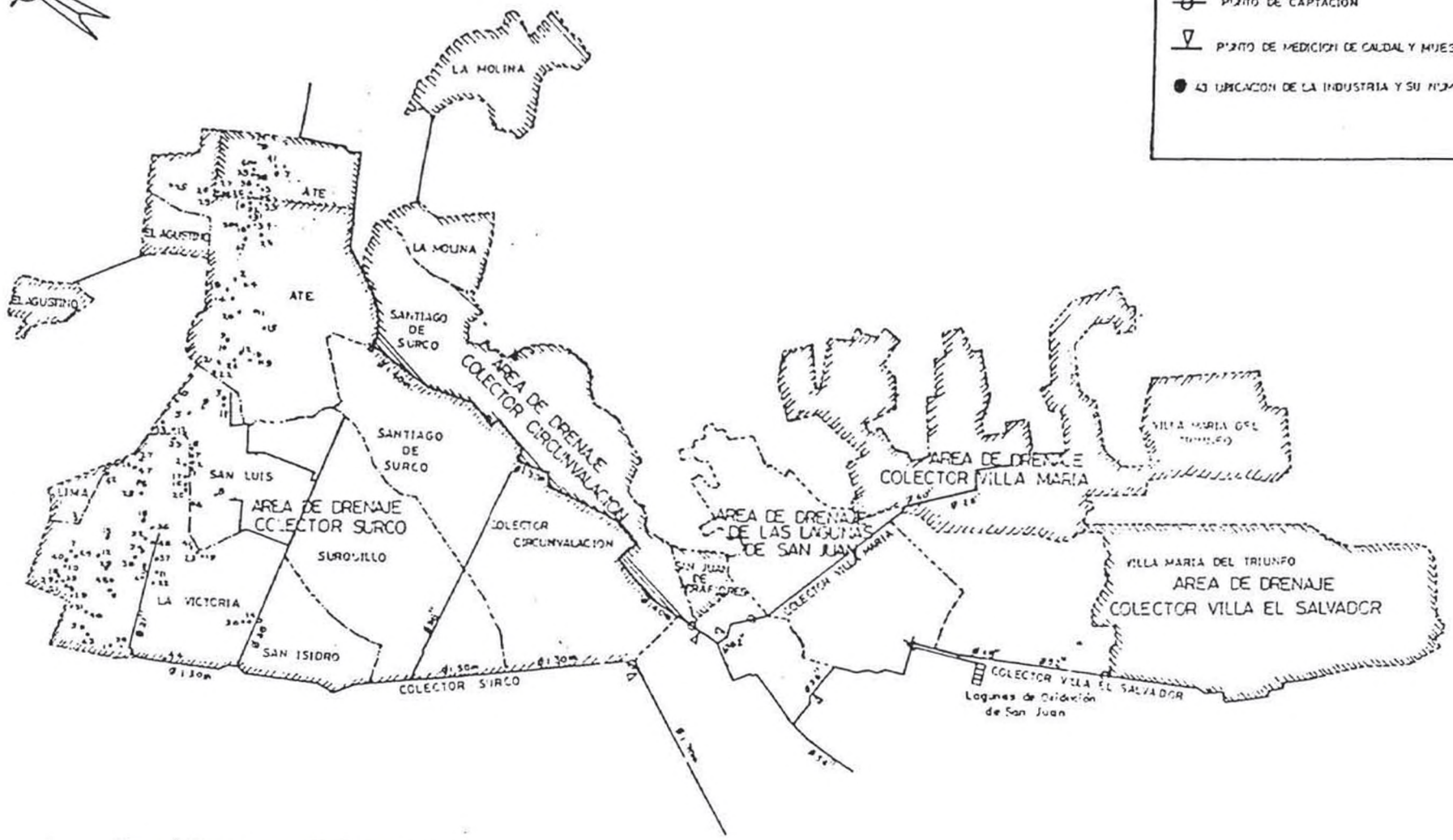
Se presenta su localización en el mapa, en la Fig. 1.10. Las industrias que la oficina de Control de Calidad de SEDAPAL, considera como posible fuente de descarga de contaminantes al sistema de alcantarillado.

Respecto al consumo industrial de agua, los cuadros preparados



**LEYENDA**

- ⊕ PUNTO DE CAPTACION
- ▽ PUNTO DE MEDICION DE CAUDAL Y MUESTREO
- UBICACION DE LA INDUSTRIA Y SU NUMERO



**UNI**  
**TESIS DE GRADO**  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION: 84 - II

FIG. Nº: 1.10

por SEDAPAL son incompletos y no pueden utilizarse para calcular el aporte total del caudal industrial.

La Ref. 9, Vol. III-A presenta en detalle la información sobre el consumo de agua para usos industriales y comerciales por cada distrito de Lima. Para fines de estudio se desagregó la información correspondiente a los distritos de interés, que se presenta en el Cuadro 1-21.

#### 1.1.3.3 Afluencias de Infiltración.

Las afluencias potenciales por infiltración a un sistema de alcantarillado se refieren en general a lluvias y agua subterránea.

En Lima, las precipitaciones pluviales no sobrepasan unos pocos milímetros por año.

En cuanto al agua subterránea, su nivel máximo se encuentra generalmente debajo del sistema de drenaje. Las áreas potenciales de infiltración son muy pocas y de todas maneras están situadas en el norte de la ciudad (Ref. 9), lejos del área del proyecto.

Algunas infiltraciones al sistema de alcantarillado podrían derivarse del regadío de parques. En la Ref. 9 se dan algunas estimaciones; por ejemplo: en 1980 el consumo de agua para la irrigación de parques fue 3 l/s/ha, de los cuales 0.85 -

CUADRO 1.21 : Consumo Industrial de Agua por Distrito

DISTRITO	Conectado Directamente al Sist. de SEDAPAL	Pozos Privados al ~ cantarilla do-Sedapal	Total Consumo Industrial Absoluto	Porcent. al Consumo Doméstico .
	(l/s) (1)	(l/s) (1)	QI (l/s)	PQI (%) (2)
Lima	357	288	645	43.8
Ate	35	125	160	75.1
El Agustino	10	1	11	8.8
La Molina	5	7	12	8.6
La Victoria	141	5	146	15.5
San Isidro	47	1	48	8.3
S.J.de Miraflores	8	-	8	4.5
San Luis	20	8	28	21.7
Stgo. de Surco	19	49	68	9.6
Surquillo	47	2	49	11.7
V.M. del Triunfo	1	-	1	0.5

F U E N T E S : (1) : Ref. 9 , Vol. III-A, Cuadro 4.8

(2) :  $PQI = 8,640 \cdot QI / (P.C)$

P y C del Cuadro

l/s/ha se infiltró al sistema, es decir 28% del agua de riego. Tomando en cuenta que el agua consumida en Lima para la irrigación de parques constituyen un 4% del consumo total, el potencial de infiltraciones calculado es el 1% del consumo total. Este valor puede ser ignorado sin ninguna consecuencia.

No se dispone de cifras concretas en cuanto al volumen de agua de infiltración.

#### 1.1.3.4 Consumo de Agua por área de drenaje de cada colector.

Se calculó el consumo domiciliario de agua para cada área de drenaje de los cuatro colectores con base en la información demográfica del Cuadro 1-9 y el consumo promedio específico del Cuadro 1-20.

Se calculó el consumo industrial de agua por área de drenaje utilizando los porcentajes que aparecen en el Cuadro 1-21 multiplicados por el consumo domiciliario indicado precedentemente.

El consumo total de agua se calculó como la suma de sus componentes domiciliarios e industrial. Los resultados se presentan en el Cuadro 1-22.

Los consumos totales específicos aparentes de agua por colector aparecen en el Cuadro 1-23.

CUADRO 1.22 : Consumo Total de Agua por Distrito y Colector (año 1981 )

DISTRITO	Población	Consumo Doméstico		Consumo Ind.		Total
	(año 1981 )	Consumo	Total	Porcen-	Tdal	Consu
	Po	Promedio	QD	taje	QI	QC
	(miles de hab.)	C	(1/s)	PQI	QI	QC
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
<u>Colector Surco</u>						
El Agustino	26	60	18.0	8.8	1.6	19.
Ate	91	184	193.8	75.1	145.5	339.
Lima	8	318	29.4	43.3	12.9	42.:
San Luis	60	294	204.2	21.7	44.3	248..
Stgo. de Surco	69	381	304.3	9.6	29.2	333..
La Victoria	270	254	793.8	15.5	123.0	916.:
San Isidro	16	517	95.7	8.3	8.0	103.
Surquillo	108	345	431.2	11.7	50.5	481.
T O T A L	648	276	2,070	20.0	415.0	2,485
<u>Colector Circunvalación</u>						
Ate	31	184	66.0	75.1	49.6	115.6
La Molina	12	865	120.1	8.6	10.3	130.4
Stgo. de Surco	54	381	238.1	9.6	22.9	261.0
S.J. de Miraflores	17	80	15.7	4.5	0.7	16.4
T O T A L	114	333	440.0	18.9	83.0	523.0
<u>Colector Villa María</u>						
V.M. del Triunfo	181	39	81.7	0.5	0.4	82.1
<u>Colector Villa El Salvador</u>						
V. M. del Triunfo	148	39	66.8	0.5	0.3	67.1

FUENTES: (1), (2), (4) : De los cuadros 1.9, 1.19, 1.20 del presente capítulo.  
 (3) :  $QD = 1,000 \cdot Po \cdot C / 86,400$   
 (5) :  $QI = QD \cdot PQI / 100$   
 (6) :  $QC = QD + QI$

CUADRO 1.23 : Consumo Total de Agua por Colector ( Año 1981 )

C O L E C T O R	Total Consumo .	Población	Tasa de Consumo - Aparente
	QC (l/s )	P (miles de hab.)	C (l/c.d)
Surco	2,485	648	331
Circunvalación	523	114	396
Villa María	82.1	181	39
Villa El Salvador	67.1	143	39

El consumo industrial (incluyendo comercial) en relación al doméstico es el siguiente :

Colector Surco	20 %
Colector Circunvalación	19 %
Colector Villa María	0.5 %
Colector Villa El Salvador	0.5 %

El porcentaje correspondiente del colector Reading de Israel es 9%. Tomando en consideración que el valor dado para el colector Reading no incluye el consumo comercial en el consumo industrial, el valor de 9% parece ser muy próximo al de los colectores Surco y Circunvalación. (Proyecto reuso de aguas servidas con fines agrícolas al Sur de Lima).

Las cifras indican también que las aguas servidas de los colectores de Villa María y Villa El Salvador son prácticamente de origen domiciliario en su totalidad.

#### 1.1.4 Comparación entre caudales de aguas servidas y caudales de abastecimiento de agua en el área de drenaje de cada colector.

Las cifras correspondientes a la afluencia de aguas servidas del Cuadro 1-19 y del total de consumo de aguas del Cuadro 1-23 se comparan en el Cuadro 1-24, que incluye también el cálculo de su relación. Generalmente esta relación puede considerarse como



CUADRO 1.24: Aporte Aparente de Aguas Servidas y Consumo de Agua en el  
 Area de Drenaje de Cada Colector

C O L E C T O R	Contribución Aparente de Aguas Servidas (1 / c.d ) (1)	Consumo Aparente de Agua (1/ c.d ) (2)	Relación (1) / (2)
Surco	263	331	0.79
Circunvalación	234	396	0.59
Villa María	84	39	1 *
Villa El Salvador	105	19	1 *

(\* ) Valores anormales.

el coeficiente de drenaje equivalente al porcentaje del agua consumida que llega al sistema de alcantarillado.

En el caso del colector Surco, la relación es de 0.79, cifra que parece razonable. En el caso de Circunvalación, el valor resultante de 0.59 podría ser una subestimación. Una comparación entre las contribuciones de aguas servidas de Surco y Circunvalación muestra que las cifras son similares, pero que el consumo de aguas en el área de drenaje de Circunvalación, parecer estar sobre-estimado.

En lo que concierne a Villa María y Villa El Salvador, las contribuciones de aguas servidas son bajas (84-105 l/c.d) pero el consumo de agua está obviamente sub-estimado. Se podría explicar esta situación tomando en cuenta el hecho de que la información sobre consumo de agua se refiere a 1980 y que los registros de consumo de agua en aquél entonces se hallaban bastante por debajo de las cifras reales.

Es interesante hacer notar que para el colector Reading (Israel) el coeficiente de drenaje dió un promedio de 0.75 como resultado de una investigación a fondo sobre el consumo de agua y los caudales de aguas servidas durante los años 1969-1973 (Ref. 13).

Asimismo, la contribución aparente de aguas servidas para Reading en los años 1976-1978 es de 240 l/c.d, un valor muy similar a las cifras para Surco y Circunvalación.

Otra forma de control sería a través de los resultados de las mediciones de las Lagunas de Estabilización de San Juan (Ref. 14, 15). Estas lagunas reciben aguas servidas de un área situada en el distrito de San Juan de Miraflores, cerca del área de interés de este proyecto (véanse Fig. 1.1 y 1.2) para su tratamiento y reuso. La población total correspondiente al área de drenaje de las lagunas es de 193,000 habitantes, de los cuales sólo 108,500 o sea el 59% están conectados al sistema de alcantarillado. El caudal de aguas servidas promedia 360 l/s, de los cuales 160 l/s se encuentran desviadas a las lagunas de estabilización de San Juan y 200 l/s son utilizadas en irrigación forestal (sin pasar por las lagunas).

Las contribuciones aparentes y reales de aguas servidas en la zona de San Juan son:

(i) Contribución aparente de aguas servidas :

$$86,400 \times 360/193,000 = 161 \text{ l/c.d}$$

(ii) Contribución real de aguas servidas :

$$86,400 \times 360/108,500 = 287 \text{ l/c.d}$$

Asumiendo que esta contribución real de aguas servidas es representativa y válida también para la población situada en las cuencas de drenaje de los cuatro colectores principales, puede calcularse el porcentaje de población conectado al sistema de alcantarillado en cada una de dichas cuencas.

La proporción de población conectada a la red de alcantarillado para cada una de las cuatro cuencas de drenaje es :

Surco	263/287	= 0.92
Circunvalación	234/287	= 0.82
Villa María	84/287	= 0.29
Villa El Salvador	105/287	= 0.36

Las relaciones arriba mencionadas se ajustan bastante bien a los valores esperados, por lo que se las puede considerar como pruebas de un buen ajuste. No obstante, debe tenerse presente que estas proporciones son sólo estimaciones aproximadas que incluyen los caudales de aguas servidas industriales y comerciales y que no es probable que el aporte específico real sea igual para todas las cuencas de drenaje.

#### 1.1.5 Proyecciones de Caudales de Aguas Servidas.

##### 1.1.5.1 Proyección de Caudales Promedios Anuales.

Los resultados obtenidos de las mediciones realizadas en octubre-noviembre de 1984 sugieren afluencias significativas de aguas relativamente limpias a los sistemas de alcantarillado de los colectores de Surco y Circunvalación, con sólo una porción de 40% - 60% de población conectada a la red.

Podrían contemplarse tres hipótesis básicas para las proyec -

ciones de caudal de aguas servidas para Surco y Circunvalación :

- (i) Un continuo crecimiento de la población conectada a la red a lo largo del tiempo y paralelamente, una disminución de las afluencias de aguas relativamente limpias en el mismo lapso. En este caso, el porcentaje aparente de la población conectada aumentará lentamente de 82% a - digamos, 95% en el año 2010 y el aparente aporte específico del caudal de aguas servidas crecerá también lentamente con el tiempo.
- (ii) Un valor constante a lo largo del tiempo del aporte específico de aguas servidas, cuyo caudal total aumentaría en proporción directa al crecimiento de la población.
- (iii) Un crecimiento continuo a lo largo del tiempo, de la población conectada a la red de alcantarillado, desde el 40% - 60% actual a cifras más altas, mientras que las afluencias de aguas relativamente limpias se mantendrían constantes. En este caso, el aporte específico aparente aumentaría rápidamente, sobrepasando el límite de 100%.

Las proyecciones de caudal de aguas servidas realizadas en

estudios previos se acercan al modelo (ii), tal como se indican en la Ref. 9, donde la contribución específica adoptada es casi constante a través del tiempo.

En el presente estudio se adoptó el modelo (i) ya que parece justificado asumir que, por una parte, la afluencia de agua lim pia cesará en el futuro y que, por la otra, el porcentaje de población conectada a la red aumentará. Las proyecciones de caudal se basan en un lento crecimiento del porcentaje aparente de la población conectada a la red, lo que también da como consecuencia el lento crecimiento de las contribuciones específicas de caudales de agua servidas.

El modelo (i) fue también aplicado a los colectores Villa Ma ría y Villa El Salvador.

El nivel de error posible en las proyecciones de los caudales pro medios anuales de aguas, servidas se muestran gráficamente en las Fig. 1-11, 1-12 y 1-13.

En ese sentido, hasta 1995 los errores estimados para la proy ección de caudal son relativamente bajos, similares a los errores de medición (10%). Más adelante, los errores estimados aumentan rápidamente y llegan al 30% - 40% en el año 2010.

# PROYECCION DEL CAUDAL DE DESAGUE -- SURCO, CIRCUNVALACION

Incluyendo estimaciones de límites máximos y mínimos

- 1.- Surco
- 2.- Circunvalación

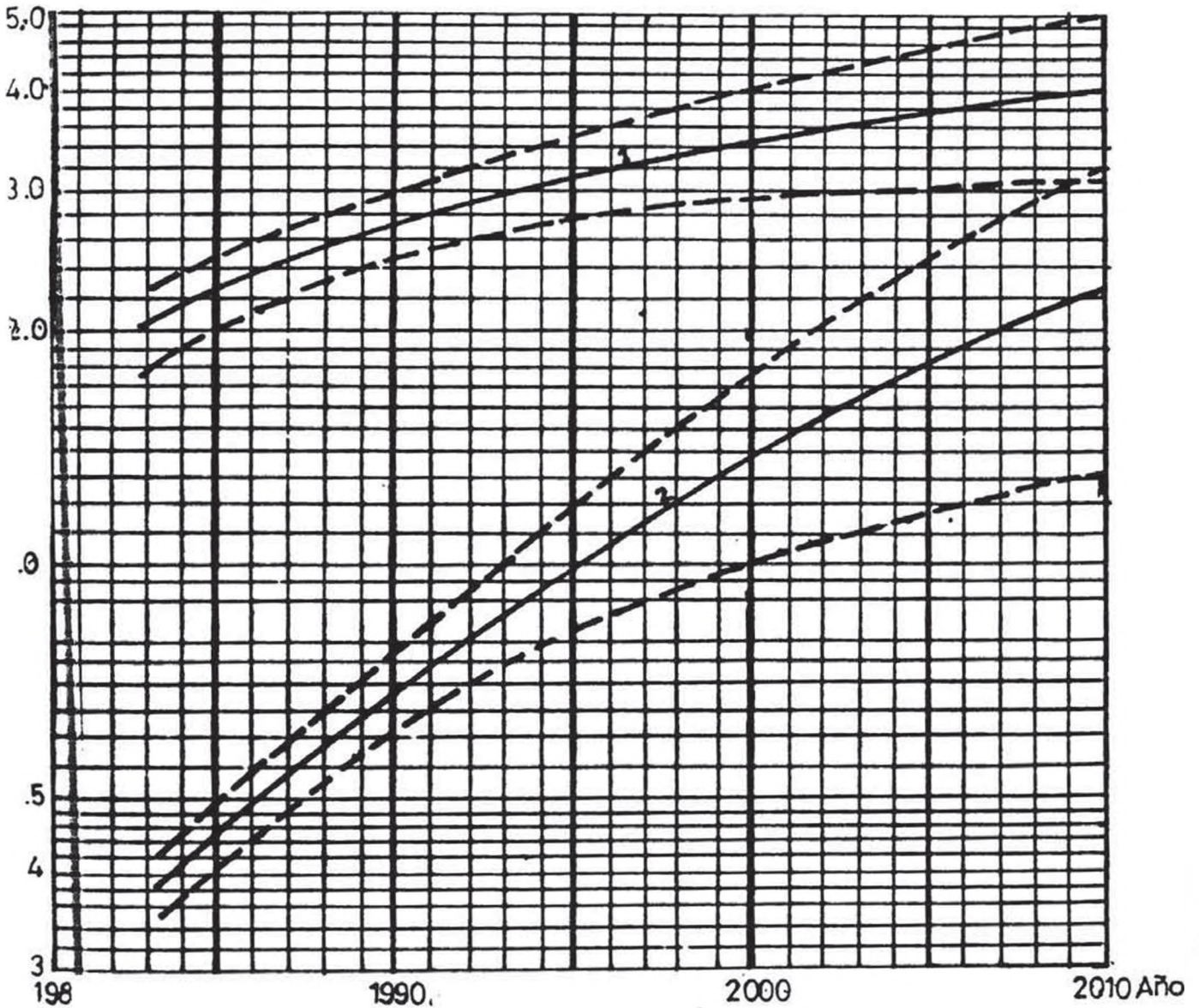


FIG. Nº 1.11

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER.  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84-II

# PROYECCION DEL CAUDAL DE DESAGUE

## VILLA MARIA, VILLA EL SALVADOR

Incluyendo estimaciones de límites máximos y mínimos

3 Villa María.

4 Villa El Salvador.

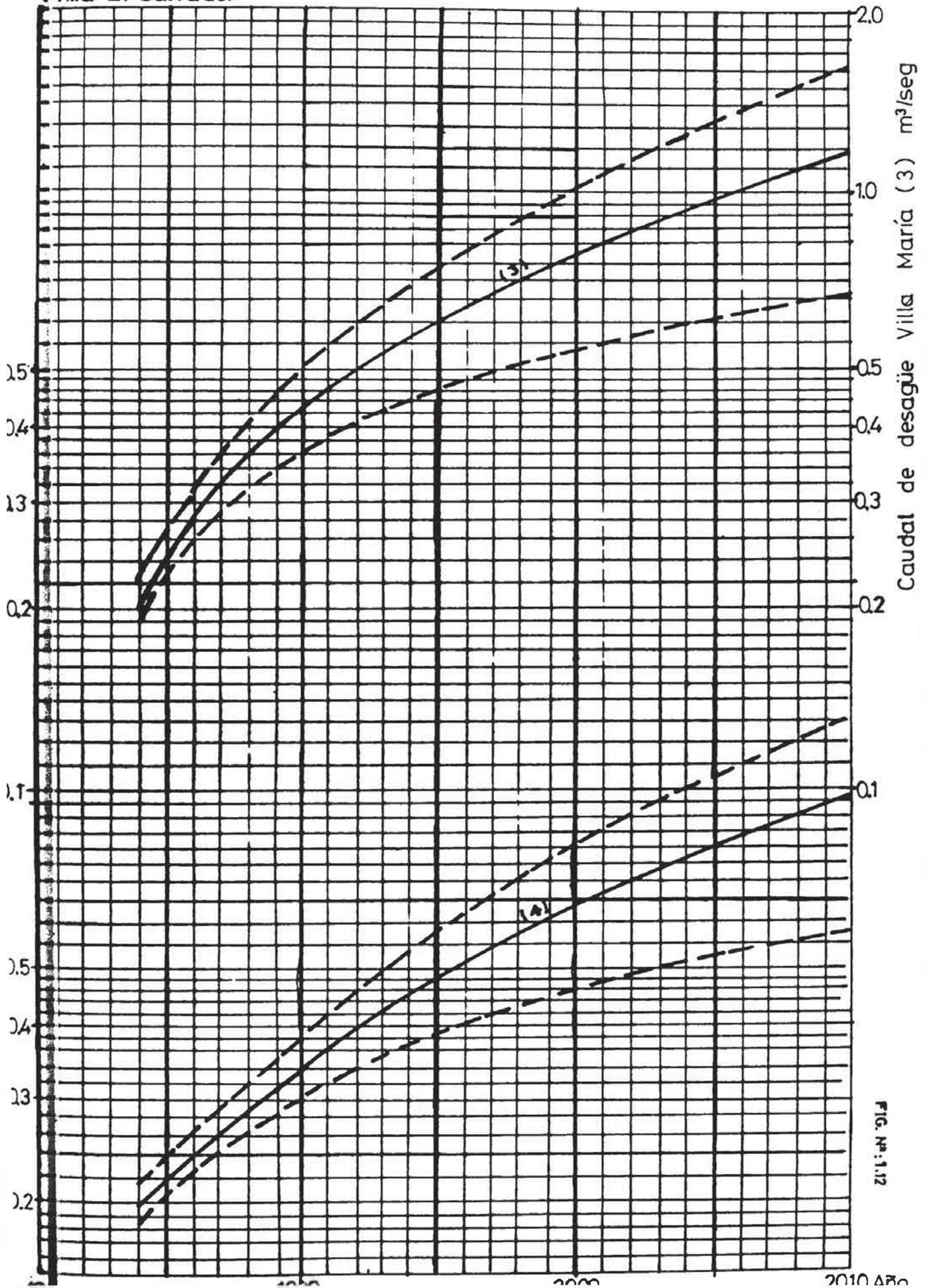


FIG. Nº 1.12



PROYECCION DEL CAUDAL TOTAL DEL DESAGÜE  
EN LOS CUATRO COLECTORES  
Incluyendo estimaciones de límites máximos y mínimo

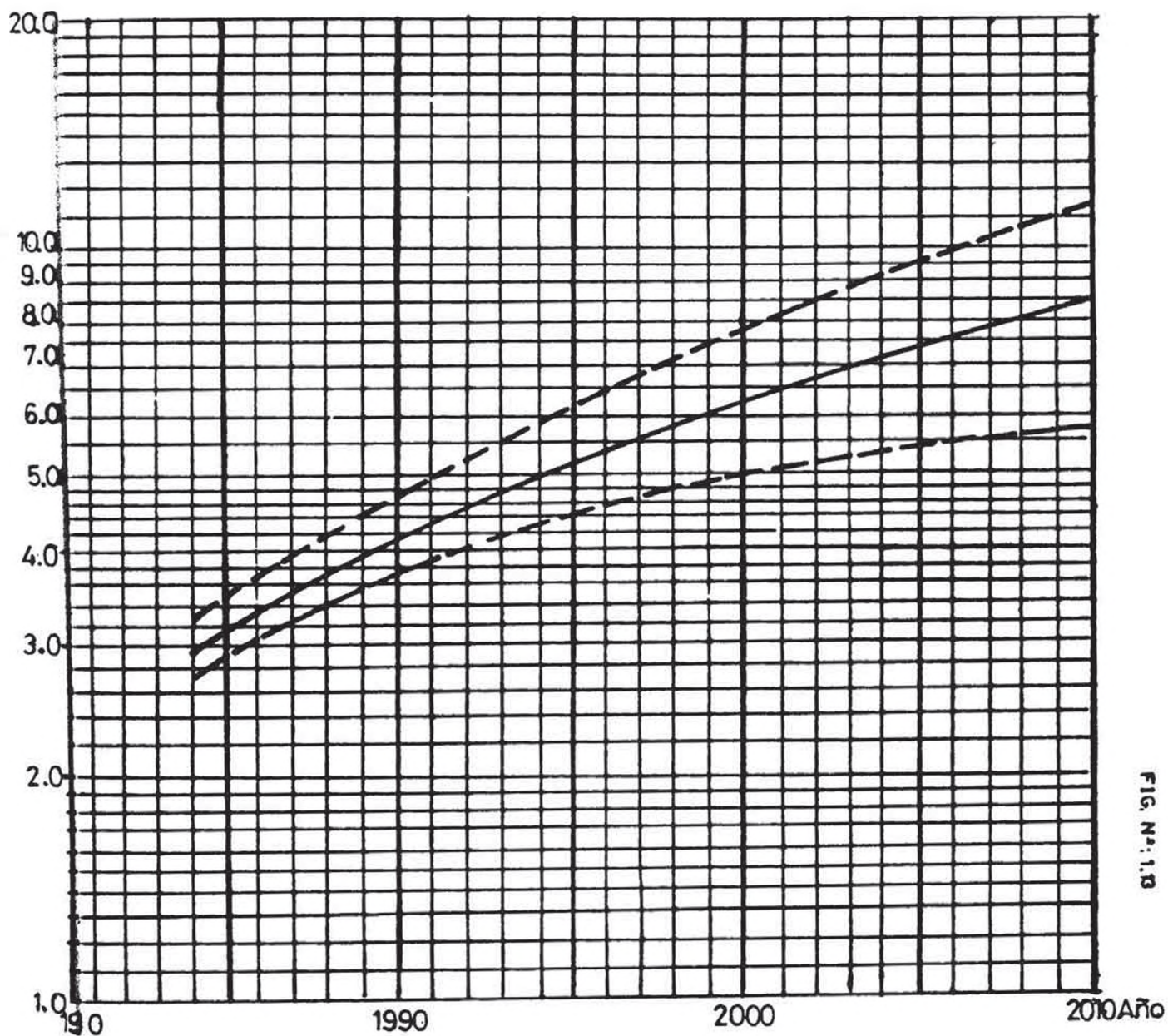


FIG. N.º 1.13

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84-II

#### 1.1.5.2 Proyecciones de Caudales Diarios y Horarios.

Los caudales diarios de aguas servidas varían de un día a otro.

Dada la escasez de mediciones, en el caso de este proyecto, los caudales máximos y mínimo diarios no pueden ser calculados estadísticamente.

En consecuencia, se consideró que las relaciones entre caudales diarios máximos y mínimos respecto a caudales promedios anuales para colectores en Israel, para los cuales se cuenta con mediciones de caudal durante largos períodos, son similares a los correspondientes a los caudales de los cuatro colectores estudiados en este trabajo. Los valores de diseño recomendados se dan en el Cuadro 1-25. Este cuadro también presenta las relaciones recomendadas entre caudal de hora máxima y de mínima respecto al caudal promedio.

La distribución promedio de caudales horarios de las aguas servidas pueden calcularse utilizando las relaciones que se dan en el Cuadro 1.18 .

Las relaciones máximas y mínimas de caudal que se dan en el Cuadro 1-25 corresponden a los caudales actuales de los cuatro colectores. En el futuro, gracias al crecimiento demográfico previsible en sus áreas de drenaje, los porcentajes se aproximarán a la unidad .

CUADRO 1.25: Relaciones entre Caudales diarios y Horarios máximos y Mínimos de las Aguas Servidas y los Caudales Promedios Anuales ( Coeficientes de Fluctuaciones en los Colectores. ).

COLECTOR	Caudal Diario		Caudal Horario	
	MIN	MAX	MIN	MAX
Surco	0.80	1.20	0.55	1.30
Circunvalación	0.75	1.25	0.45	1.45
Villa María	0.70	1.30	0.20	1.60
V.EJ Salvador	0.70	1.30	0.20	1.60

## 1.2 Caudales de Aguas Pluviales.

### 1.2.1. Flujos e Hidrología Pluvial.

Para el caso de la ciudad de Lima en la zona del proyecto en donde la precipitación total promedio anual es de 16.7 m.m. con un promedio mensual máximo de 2.4 m.m. en el mes de agosto y un promedio mensual mínimo de 0.6 m.m. en el mes de marzo, precipitación que es insignificante, por lo tanto en el diseño de la estación de bombeo de Aguas Residuales no se prevee volumen por precipitación pluvial.

La cantidad de caudal que llega a una estación de bombeo de aguas pluviales, se determina por el análisis hidrológico de los eventos de lluvia de la región, las características de la cuenca y la hidráulica del sistema de recolección, tratamiento y disposición.

Para el diseño de estaciones de bombeo de aguas de lluvia, es necesario determinar el caudal "pico".

También definir la variación de las fluctuaciones del caudal con relación al tiempo para el diseño del caudal de entrada (influjos) a la estación de bombeo. Esta curva de caudal de tiempo se conoce como hidrógrafo de influjos.

El hidrógrafo de influjos se debe definir para dimensionar económicamente la capacidad de las bombas y del pozo húmedo de la estación de bombeo.

Para deducir el hidrógrafo de influjo se debe tomar en consideración e incorporar en el diseño el desarrollo futuro de la cuenca. Si la cuenca ya se encuentra completamente desarrollada y ni el área impermeable ni el sistema de recolección van a cambiar significativamente en el futuro, entonces la capacidad de la estación de bombeo puede basarse en las condiciones actuales. Si la cuenca o el sistema de recolección pudiesen modificarse por un desarrollo futuro, es posible planificar y diseñar tanto para condiciones actuales como para las condiciones futuras de bombeo. Previendo espacio para instalar bombas adicionales en la caseta de bombas. La capacidad del sistema de tubería para el caudal de entrada y para la descarga, se diseñará para las necesidades futuras.

### 1.3 Flujos Combinados.

Se refiere a la combinación de los flujos provenientes del volumen de Aguas Residuales con el volumen del drenaje pluvial.

En la ciudad de Lima, en la zona del proyecto, en donde la precipitación pluvial es insignificante y por lo mismo que no existe alcantarillado pluvial, en el diseño de la estación de bombeo, se considera sólo el volumen proveniente de las alcantarillas de desagüe de los colectores, considerando los puntos de derivación aguas arriba del mismo.

### 1.4 Infiltración e Influjos.

Infiltración es el agua que entra a las alcantarillas a través de tuberías

defectuosas, junta de conexión y a través de las paredes de los registros de inspección. Influye el agua que entra a un sistema de alcantarillado y a las acometidas sanitarias y que proviene de fuentes tales como desagües de techo, sótanos, drenajes, descargas de agua de enfriamiento, cubiertas de registros de inspección, conexiones cruzadas y escurrimiento superficial.

Afluencias por infiltración se trata en el acápite 1.1.3.3.

#### 1.5 Regulación del Caudal.

La regulación del caudal en este caso será mediante la cámara de aspiración que sirve además para reducir el tamaño o el número de bombas, teniendo en cuenta que el almacenamiento de Aguas Residuales es impráctico debido a los problemas producidos por la deposición de sólidos y la producción de olores fuertes propios del desague almacenado.

La ecuación general para el cálculo del almacenamiento en el cárcamo de bombeo es:

$$\text{Tasa de entrada de caudal} - \text{Tasa de salida de caudal} = \text{Tasa de cambio de almacenamiento}$$

La tasa de entrada de caudal será el caudal de aguas residuales que llega a la estación. La tasa de salida de caudal será la tasa de bombeo.

Y la razón de cambio de almacenamiento es una función directa de la forma de la antecámara y del cárcamo de bombeo.

## 1.6. Capacidad de la Estación.

En la capacidad de la estación de bombeo para el cual se diseña se tiene en cuenta las fluctuaciones de caudal de desague como se observa en el cuadro 1.6.3.3., pero para este caso particular de la alternativa B2 de la línea de conducción de desague a la zona de Reuso, se plantea la posibilidad de transferir un % del área de drenaje del Colector Surco al área de drenaje del Colector Circunvalación (Propuesto por la oficina de proyectos de Sedapal), dándose porcentajes de caudal de 11%, 20%, 29.5%, que sirve para calcular el nuevo caudal promedio al darse estas circunstancias. Es necesario tener presente la ubicación de los puntos de derivación del desague en los colectores así como el funcionamiento de la estructura de derivación que estará ubicado en dicho punto.

### 1.6.1 Ubicación de los Puntos de Derivación.

#### 1.6.1.1 Colector Surco:

El colector Surco pasa a lo largo de la Av. Tomás Marsano con dirección Sur. Voltea por la Avenida Surco (en un ángulo de 90°) y continúa en dirección a Chorrillos, para descargar su agua al mar.

La cota del colector en la intersección de la Av. Tomás Marsano y Av. Surco es de 88.72m.; cabe señalar que 1,350 m. aguas arriba de esta intersección la cota es de 100.67 m. y -

480 m. más arriba, en el cruce con el río Surco, la cota del fondo es de 104.15 m. Por consiguiente, para derivar las aguas en un punto rasante significativamente más alto, es necesario un punto a gran distancia, aguas arriba.

En consecuencia se considera que el punto más adecuado para derivar las aguas de este colector se ubica cerca del cruce de la Av. Thomás Marsano con la Av. Surco ( cota 88.72 m.). .

#### 1.6.1.2 Colector Circunvalación:

Este colector llega del norte, pasa a lo largo de la autopista Panamericana Sur, vira en la Avenida Benavides y continúa por la Av. Caminos del Inca.

El primer punto posible de derivación de las aguas queda en la cota de 90.60 m. Hasta 1,900 m. aguas arriba de este punto, el colector tiene un diámetro de 1.40m. La rasante del colector cerca de la autopista Panamericana Sur es aproximadamente 120.0 m. lo cual significa que existe una amplia gama de posibilidades para la ubicación del punto de derivación. La ubicación de este punto puede ser escogida conforme a varias alternativas de conducción.

#### 1.6.1.3 Colector Villa María del Triunfo.

El colector Villa María del Triunfo llega del este y sigue a



Lo largo de la Av. Pachacutec. Su diámetro es de 1.10 m. y cambia a 1.30 m. al cruzar la Autopista Panamericana.

El trecho del colector en donde el punto de derivación puede ser ubicado, es de aproximadamente 1,400 m. entre la Av. - Cárdenas (Pamplona Alta) cota de 87.0 m. y la Av. - Avelino Cáceres cota de 118.66 m.

En este caso existen también una variedad de posibilidades para la ubicación del punto de derivación la cual puede ser escogida conforme a las alternativas de conducción.

#### 1.6.2 Estructuras de Derivación.

El Proyecto tiene que lidiar con la dificultad de introducir en la línea principal de conducción un caudal uniforme constante derivado de varios colectores que cuentan con caudales horarios diversos y variables, los cuales algunas veces sobrepasan la capacidad hidráulica de la línea de conducción y otras veces, son insuficientes.

Al mismo tiempo, se deberá considerar la no coincidencia de los - requerimiento máximo del consumidor con el caudal máximo disponible de aguas servidas.

Las estructuras de derivación deberán instalarse en los colectores, - en la ubicación presentada anteriormente, y asegurar la derivación del caudal total necesario a la línea de conducción, la cual a su

vez, deberá diseñarse para transportar el caudal requerido a todos los consumidores.

En la Fig. 1 se presenta un esquema del principio de operación de las estructuras de derivación.

La operación de las estructuras de derivación debe cumplir con diferentes requerimientos tales como :

- Incluir la posibilidad de derivar todo o parte del caudal del colector.
- Impedir la posibilidad de derivar a la línea principal de conducción un caudal que sobrepase la capacidad máxima de esta línea.
- Devolver al colector en el cual se construyen, el caudal que exceda la capacidad máxima de la línea de conducción.
- Reducir al mínimo la influencia hidráulica de la derivación - tanto en el colector existente como en la línea de conducción.

El modo de operación de la estructura de derivación es el siguiente:

- A. Los caudales menores de la capacidad máxima de la línea de conducción procedentes de la estructura de derivación ingresan directamente a la línea de conducción llenándola parcialmente.
- B. En la siguiente estructura de derivación (ubicada en el próximo colector) el caudal llenará la línea de conducción hasta el nivel de diseño de un vertedero lateral que representa la -

capacidad máxima de la línea de conducción en una alternativa determinada.

- C. Si el caudal que ingresa sobrepasa el nivel del vertedero lateral, el agua excedente rebalsará en el canal lateral que la conducirá de regreso al colector existente (obviamente a un punto de nivel inferior, aguas abajo). Si la longitud del vertedero lateral es suficiente (unos 10 m.), la influencia del agua de retorno en la sección aguas arriba del colector existente será mínima.
- D. A fin de conseguir una flexibilidad total de operación, el vertedero lateral deberá estar provisto en su parte superior (a 20-25 cm. de la parte más alta) de losas removibles del tipo "stop-log", que permitan acomodar el caudal en la línea de conducción.
- E. Para la alternativa que cuente con caudales constantes a lo largo de todo el año (es decir, alternativas que incluyen almacenamiento estacional), el ajuste del vertedero se hará una sola vez al inicio de la operación de los proyectos. En el caso de las alternativas sin almacenamiento estacional, en las cuales los caudales varían durante el año, el ajuste del vertedero lateral tendrá que efectuarse de acuerdo con los requerimientos para cambio de caudal (unas tres veces al año).

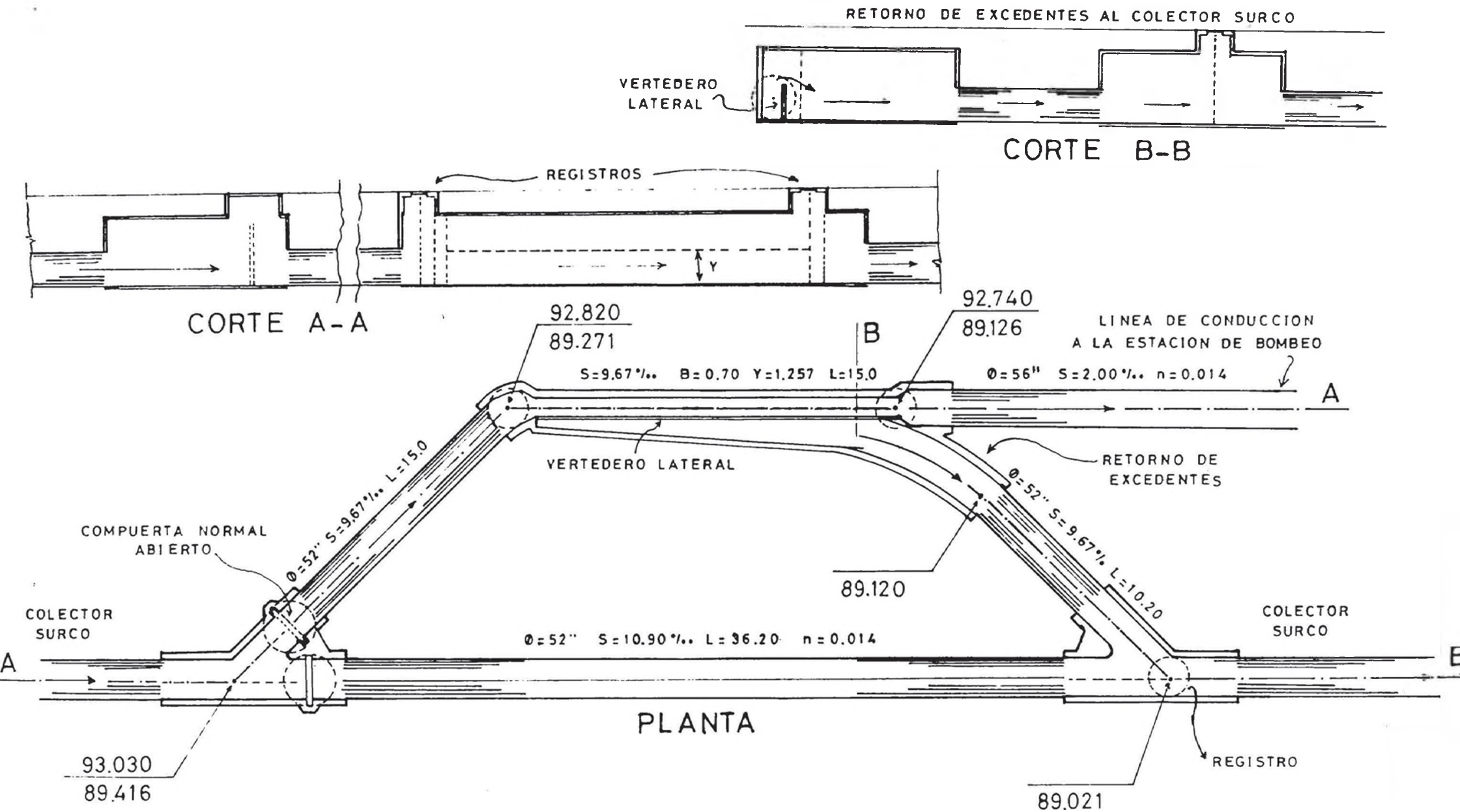
El sistema de estructuras de derivación descrito anteriormente presenta algunas ventajas importantes :

- 1- La operación es completamente automática por medios hidráulicos (no se requiere control eléctrico). La línea de conducción se llenará de acuerdo con su capacidad mientras que el agua excedente rebalsará de regreso a los colectores existentes.
- 2- El ajuste del vertedero lateral (en las alternativas sin almacenamiento estacional) es muy sencillo y una vez adquirida cierta experiencia puede efectuarse como trabajo de rutina por operadores no calificados.
- 3- Mediante el dimensionamiento apropiado de todos los elementos de la estructura de derivación, es decir: nivel diferencial del colector existente y la línea de conducción, longitud del vertedero lateral, salida de la estructura a la línea de conducción, etc., los problemas de operación y mantenimiento serán mínimos.

En la Fig. 1.15 se presenta un diseño general de la estructura de derivación.

### 1.6.3 Caudal de Diseño de la Estación.

Para determinar el caudal de entrada a la Estación de Bombeo se utiliza el cuadro de los caudales promedios anuales en los colectores -



ESTRUCTURA DE DERIVACION

ESCALA 1:200

principales (cuadro 1.6.3.1.), considerando la variación de transferir un % de área de drenaje del Colector Surco al área de drenaje del Colector Circunvalación, además teniendo en cuenta que la línea de conducción de desagüe que se proyecta para la alternativa B2, conducirá un caudal de  $4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$ , aguas abajo de captar o derivar el desagüe de los colectores Surco, Circunvalación y Villa María en conjunto, es decir :

$$Q_s + Q_c + Q_{vm} = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$Q_s$  = Caudal derivado del Colector Surco.

$Q_c$  = Caudal derivado del Colector Circunvalación.

$Q_{vm}$  = Caudal derivado del Colector Villa María.

Los cálculos se presentan en el cuadro 1.6.3.4., en donde se observa que el caudal de bombeo, es decir, el caudal que se derivará del Colector Surco resulta ser :

$$Q_b = 2.58 \text{ m}^3/\text{seg} = 2.60 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

El que se obtiene de transferir el área de drenaje, 11% del caudal promedio en el año 1990.

Este caudal va a disminuir en la práctica al transcurrir los años - (como se observa en el cuadro), ya que el caudal del Colector Circunvalación aumentará debido al incremento de población y lo

CUADRO 1.6.3.1.: Caudales Promedios Anuales en los Colectores Principales  
(m<sup>3</sup>/s)

COLECTOR	AÑO			
	1984	1990	2000	2010
Surco	2.17	2.74	3.50	4.02
Circunvalación	0.41	0.69	1.39	2.24
Villa María	0.21	0.42	0.77	1.16
Villa El Salvador	0.20	0.34	0.63	0.95

CUADRO 1.6.3.2.: Coeficientes de Fluctuaciones en los Colectores

COLECTOR	Coeficiente de Fluctuación			
	Kd		Kh	
	MIN	MAX	MIN	MAX
Surco	0.80	1.20	0.55	1.30
Circunvalación	0.75	1.25	0.45	1.45
Villa María	0.70	1.30	0.20	1.60
Villa El Salvador	0.70	1.30	0.20	1.60

CUADRO 1.6.3.3.: Fluctuaciones Previstas de los Caudales (m<sup>3</sup>/s)

COLECTOR	(Máx/Mín) horario	Promedio diario	Promedio diario	(Máx/Mín) horario
	día mín			día máx
<u>AÑO 1990</u>				
Surco	2.85/1.20	2.19	3.29	4.23/1.81
Circunvalación	0.75/0.23	0.52	0.86	1.25/0.39
Villa María	0.46/0.06	0.29	0.55	0.88/0.11
El Salvador	0.38/0.05	0.24	0.44	0.70/0.09
<u>AÑO 2000</u>				
Surco	3.64/1.54	2.80	4.20	5.46/2.31
Circunvalación	1.51/0.47	1.04	1.74	2.52/0.78
Villa María	0.86/0.11	0.54	1.00	1.60/0.20
El Salvador	0.70/0.09	0.44	0.82	1.31/0.16

CUADRO 1.6.3.4: Caudales de Bombeo

AÑO	Colector Surco	Colector Circunvalación	Colector Villa María	$Q_g = Q_c + Q_{vm}$	$Q_b = 4.0 - Q_g$	% de Aire
	$Q_s$	$Q_c$	$Q_{vm}$			
1990	2.74 - 0.31 = 2.43	0.69 + 0.31 = 1.00	0.42	1.42	2.58	
	2.74 - 0.56 = 2.18	0.69 + 0.56 = 1.25	0.42	1.67	2.33	
	2.74 - 0.81 = 1.93	0.69 + 0.81 = 1.50	0.42	1.92	2.08	
1995	3.14 - 0.35 = 2.78	1.04 + 0.35 = 1.39	0.595	1.98	2.02	
	3.14 - 0.64 = 2.50	1.04 + 0.64 = 1.68	0.595	2.27	1.73	
	3.14 - 0.93 = 2.21	1.04 + 0.93 = 1.97	0.595	2.56	1.44	
2000	3.50 - 0.385 = 3.11	1.39 + 0.385 = 1.775	0.77	2.54	1.45	
	3.50 - 0.70 = 2.80	1.39 + 0.70 = 2.09	0.77	2.86	1.14	
	3.50 - 1.03 = 2.46	1.39 + 1.03 = 2.42	0.77	3.19	0.80	
2005	3.76 - 0.41 = 3.35	1.81 + 0.41 = 2.23	0.96	3.20	0.80	
2010	4.02 - 0.44 = 3.58	2.24 + 0.44 = 2.68	1.16	3.84	0.16	



mismo sucederá con el Colector Villa María. En consecuencia, - el caudal de bombeo de la Estación será  $2.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$

En la estructura de derivación, el vertedero lateral se ajustará al - nivel para el cual derivará la estructura un caudal como máximo de  $2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que a la vez será la capacidad máxima de la línea de conducción. Además se debe mencionar que el caudal de desague tiene fluctuaciones (cuadro 1.6.3.3.), que posteriormente se cal - cula con los respectivos coeficientes del cuadro 1.6.3.2., para este caso específico.

## CAPITULO II

### DISEÑO HIDRAULICO DE CAMARAS HUMEDAS

#### 2.1 Cámara Húmeda.

La cámara húmeda o pozo de bombeo es necesaria para el almacenamiento del agua residual antes de su bombeo. El volumen de almacenamiento depende del tipo de bombas, sean de velocidad constante o variable. Si se eligen bombas de velocidad constante, el volumen debe de ser suficiente para evitar que los ciclos de funcionamiento sean demasiado cortos, lo cual supone una frecuencia elevada de arranques y paradas.

Otras funciones importantes de la cámara húmeda, son conseguir que exista suficiente sumersión en la aspiración de las bombas para eliminar la formación de vértices, hacer que la transición del caudal desde la alcantari lla a las tuberías de aspiración de las bombas sea lo más gradual posible.

### 2.1.1 Consideraciones Relativas al Diseño de la Cámara Húmeda.

Todas las instalaciones eléctricas de la Cámara Húmeda deben ser antideflagrantes y a prueba de explosiones.

Es una buena práctica dividir la Cámara Húmeda en dos o más compartimientos, de manera que pueda dejarse fuera de servicio una parte de la estación para su inspección y limpieza. La solera de la cámara debe tener una inclinación hacia la zona de aspiración de las bombas.

Cada compartimiento de la cámara húmeda debe tener entrada y compuerta de aislamiento individuales que permitan derivar el caudal al otro u otros compartimientos cuando se desee dejarlo fuera de servicio. Los compartimientos deben estar interconectados entre sí por medio de compuertas a fin de poder disponer de la totalidad del volumen de almacenamiento para evitar una excesiva frecuencia de arranques y paradas de las bombas. Si la cámara Húmeda está cubierta, cada compartimiento debe disponer de un acceso independiente.

La estación consta de bombas dispuesto de forma que no se cree una zona muerta en la cámara Húmeda. Una zona muerta en un extremo de la cámara se depositarían los sólidos, dando origen a olores y problemas.

La cámara Húmeda, en este caso está dividida en compartimientos, cada uno de los cuales incluye una reja de limpieza mecánica inde-

pendiente.

La geometría de la cámara es importante para minimizar la deposición de sólidos. La solera será horizontal, a continuación debe ascender hacia la pared opuesta con una pendiente igual a 1.5 : 1.

### 2.1.2 Volumen de la Cámara Húmeda.

El volumen de la cámara Húmeda depende del sistema de funcionamiento de las bombas. Si son de velocidad variable, varía el caudal de bombeo de acuerdo con el del agua residual que llega a la estación, el volumen de almacenamiento requerido es pequeño, siendo suficiente el necesario para permitir el cambio de la capacidad de bombeo cuando se arranca o para una bomba antes de alcanzar la siguiente altura de arranque o parada. Este tiempo suele ser inferior a un minuto.

Bombas de velocidad constante necesitan mayores volúmenes de almacenamiento para evitar ciclos de funcionamiento demasiado cortos.

El tiempo entre arranques es función del caudal de bombeo y del entrante a la estación.

El volumen de la cámara Húmeda comprendido entre los puntos de arranque y parada de una sola bomba, viene dado por la siguiente ecuación.

$$V = \frac{\theta q}{4}$$

donde:

$V$  = capacidad necesaria,  $m^3$

$\bar{t}$  = tiempo mínimo en minutos de un ciclo de bombeo.

$q$  = capacidad de la bomba,  $m^3/\text{min}$ .

### 2.1.2.1 Obtención de la Fórmula para la Determinación del Volumen de la Cámara Húmeda.

Obtener la expresión para la determinación del volumen necesario de cámara Húmeda entre los puntos de arranque y parada.

Suponer que el funcionamiento de la bomba es intermitente.

- 1- Derivar una expresión para el tiempo requerido en un solo ciclo utilizando las definiciones dadas para la ecuación 2.1.2 y la siguiente definición de  $i$ .  $i$  = caudal entrante, cuando se trata de una sola bomba en funcionamiento o diferencia entre el caudal entrante y el caudal de bombeo anterior a la entrada en funcionamiento de una nueva bomba adicional, para el caso de funcionamiento de varias bombas. Por ejemplo, si una bomba descarga  $0,05 m^3/s$  y dos  $0,08 m^3/s$  para un caudal entrante de  $0,07 m^3/s$ ,  $i = 0,07 - 0,05 = 0,02 m^3/s$ .

- a) El tiempo necesario para llenar la cámara Húmeda cuando la bomba está parada es :

$$t_f = \frac{V}{i}$$

b) El tiempo necesario para vaciar la cámara Húmeda cuando funciona la bomba es :

$$t_e = \frac{V}{q - i}$$

c) El tiempo total de un ciclo de bombeo completo es :

$$\theta = t_f + t_e = \frac{V}{i} + \frac{V}{q - i}$$

2- Determinar el valor de  $i$  que haga mínimo a  $\theta$ .

a) Desarrollando la ecuación anterior.

$$\theta (iq - i^2) = V (q - i) + V \cdot i = V \cdot q$$

$$\frac{V}{\theta} = i - \frac{i^2}{q}$$

b) Para encontrar el valor de  $i$  que hace mínimo a  $\theta$  y máximo a  $V/\theta$ , diferenciar el término  $V/\theta$  respecto a  $i$  e igualar a cero.

$$\frac{d(V / \theta)}{di} = 1 - \frac{2i}{q} = 0$$

o bien :  $q = 2i$

c) Para asegurarse que  $V/\theta$  es máximo, hallar la segunda derivada :

$$\frac{d^2 (V/\theta)}{di^2} = - \frac{2}{q}$$

Puesto que la segunda derivada es negativa, el término  $V/\theta$  es máximo. En consecuencia,  $V/\theta$  es máximo cuando  $q = 2i$ , o bien, para cualquier valor predeterminado de  $\theta$ , el máximo volumen de cámara Húmeda se produce para  $i = q/2$ .

3- Obtener el volumen de cámara Húmeda sustituyendo  $i = q/2$  en la expresión de  $\theta$  del paso 1 :

$$\theta = \frac{V}{q/2} + \frac{V}{q - q/2} \circ \frac{\theta q}{2} = 2V$$

$$V = \frac{\theta q}{4}$$

Comentario : Como se ha indicado en el paso 1, la ecuación del paso 3 puede utilizarse para encontrar el tiempo del ciclo o diferencia entre los niveles de arranque y parada, para cualquier número de bombas de velocidad constante o escalones de velocidad para bombas de dos velocidades.

#### 2.1.2.2 Modificaciones de la Cámara Húmeda.

Si el volumen calculado supone la construcción de una cámara Húmeda excesivamente grande para una estación de bombeo que conste de dos bombas iguales, una de las cuales está en reserva, puede reducirse el volumen a la mitad instalando un conmutador automático en el circuito de control de la bomba, el cual arrancará y parará las bombas en forma alternativa, lo que tiene el efecto de hacer el valor de  $\theta$  sea la mitad del necesario para una única bomba.

Es recomendable considerar un tiempo de retención máximo en la cámara Húmeda para minimizar el potencial de desarrollo de condiciones sépticas y producción de olores. A menudo, suele establecerse un tiempo de retención máximo de 10 min, para el caudal medio de proyecto. Desgraciadamente, este valor puede estar en contraposición con la necesidad de disponer de volumen adecuado para prevenir ciclo de funcionamiento de las bombas demasiado pequeñas. En tales casos, debe contemplarse la posibilidad de instalar varias bombas para reducir el incremento del caudal de bombeo y, en consecuencia, el volumen necesario. Además, se puede minimizar la producción de olores si el nivel mínimo del agua en la cámara de aspiración se encuentra por encima de la zona de la misma que tiene el fondo inclinado. Esto puede conseguirse haciendo que ese nivel sea el



punto de parada de la primera bomba dentro de la secuencia de bombeo.

El problema más frecuente es obtener suficiente volumen de cámara Húmeda a un costo razonable. En las estaciones importantes que sirven a grandes colectores, puede conseguirse un volumen efectivo adicional utilizando la capacidad de almacenamiento de los colectores. Si el punto de arranque de las bombas en la cámara Húmeda está situado por debajo de las soleras de los colectores, no hay posibilidad de utilizar la capacidad de almacenamiento de éstos. Sin embargo, cuando se encuentra por encima, se pueden obtener las curvas de remanso para calcular el volumen de almacenamiento efectivo de los colectores entre los diversos escalones de control. Este volumen, a menudo asciende hasta por encima del 50% del total. Este sistema es más comúnmente utilizado en estaciones de bombeo que incorporan rejías de limpieza automática.

Cuando se piensa utilizar la capacidad de almacenamiento de las alcantarillas, debe asegurarse que mantienen velocidades de circulación adecuadas, tanto en las alcantarillas como en las rejías; este uso de las alcantarillas no es común en las estaciones de bombeo pequeñas dotadas de trituradores, debido a que la capacidad de almacenamiento de las alcantarillas pequeñas es baja y a que pueden inundarse los trituradores.

### 2.1.3 Instalaciones Complementarias de la Cámara Húmeda.

Todas las bombas, independientemente de su tamaño, pueden obstruirse con trapos y otros materiales normalmente presentes en el agua residual. Cuanto mayor sea la bomba, mayor es el tamaño de los sólidos que puede bombear, pero toda bomba puede atascarse por trapos.

Los trapos tienen tendencia a engancharse a los componentes de la bomba, acumulándose hasta que, eventualmente, producen su atascamiento. Para proteger las bombas frente a este problema, en la mayoría de las estaciones de bombeo, excepto en las más pequeñas, se suele instalar algún dispositivo en la cámara Húmeda que separe o desmenuce los trapos y otros materiales. Los dispositivos más comúnmente utilizados son las rejas y trituradores.

#### 2.1.3.1 Rejas.

Una reja es un dispositivo formado por un conjunto de barras paralelas cuya misión es separar los objetos contenidos en el agua residual a medida que pasa a su través. La separación de las barras varía entre 25 y 150 mm. dependiendo del grado de protección necesario. Normalmente, las rejas de las estaciones de bombeo son de limpieza automática, aunque en caso de emergencia se utilizan rejas de limpieza manual, situadas en canales de bypass, cuando las de limpieza automática están fuera de servicio.

### 2.1.3.2 Trituradores ( Comminutor ).

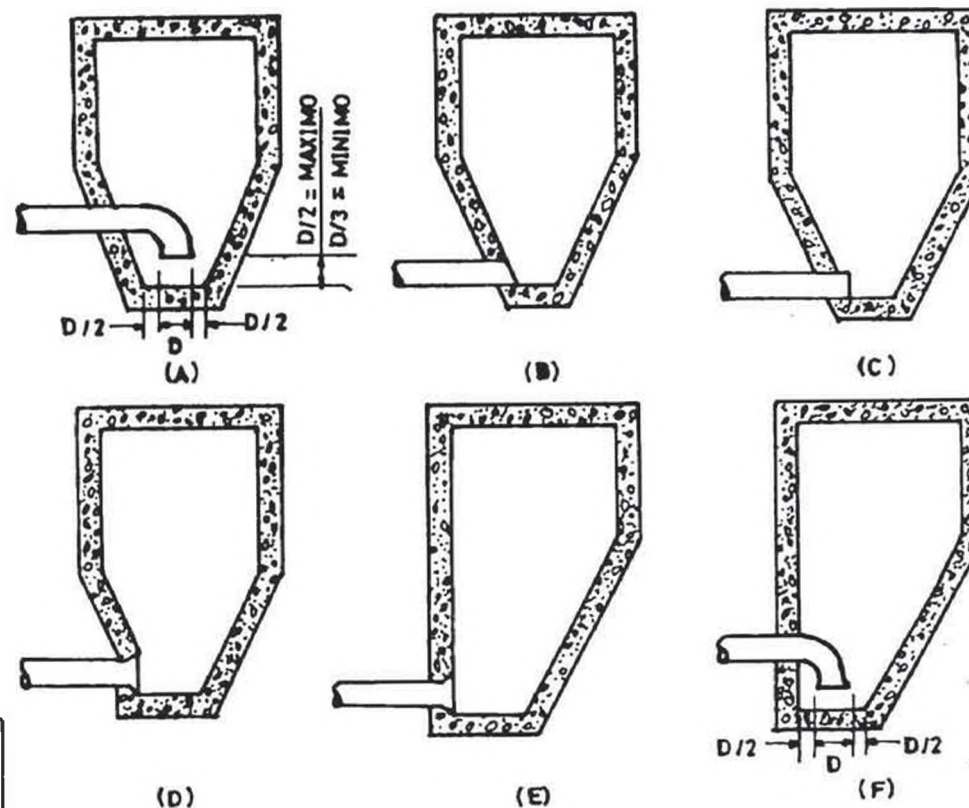
Es un dispositivo mecánico que tritura sólidos de las aguas residuales sin necesidad de extraerlos ya que son instalados sumergidos en el conducto.

### 2.2 Dimensiones Sugeridas para Sumideros y Canal de Aproximación.

El fabricante de bombas es una fuente de información valiosa y sus sugerencias, para el diseño y acomodo de las unidades, deben tomarse en consideración. Para evitar corrientes localizadas y velocidades altas, deben evitarse virajes y obstrucciones aguas arriba de la obra de toma de la bomba. Si se puede evitar, el agua no deberá fluir pasando de una bomba para llegar a la próxima. Foso Humedo Fig 2.

En las Figuras 2. y 2. se muestran dimensiones recomendadas para el sumidero con bombas que varían de 190 a 19.000 l/seg. (3.000 a 300.000 Gal/Min.) Estos valores son promedio y se deben usar como guía más que como dimensiones absolutas. En la figura 2, la dimensión C es el espacio promedio debajo del fondo de la campana, B es la dimensión máxima desde la línea del centro de la bomba a la pared de atrás; S es una dimensión mínima para el ancho del sumidero cuando se instala una sola bomba; H es un valor mínimo para la profundidad del agua. Y es una distancia mínima desde la toma hasta las pilastras y A es la distancia mínima desde la pared posterior hasta la parrilla. Si la velocidad en la toma es mayor de 2 pies por segundo (0,6M/seg.) en el canal de aproximación se requerían directores de flujo.

FIGURA 2.2 ARREGLOS TÍPICOS PARA LA INSTALACION DE LA TUBERIA DE SUCCION EN EL FOSO HUMEDO DE LAS ESTACIONES DE BOMBAS PARA AGUAS RESIDUALES



UNI

TESIS DE GRADO

BACHILLER

HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO

PROMOCION 84-II

FIGURA 2.3 DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA EL SUMIDERO

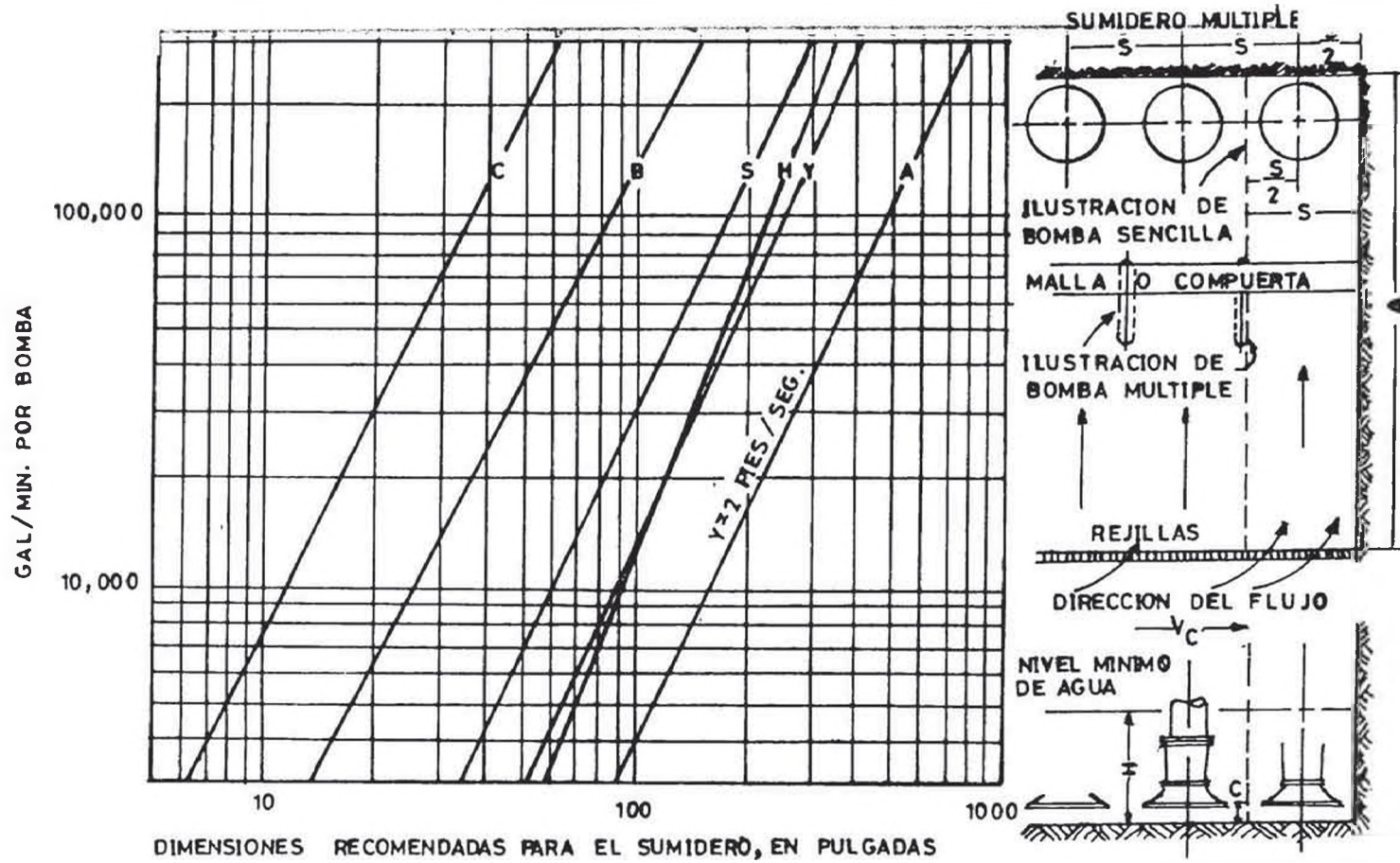
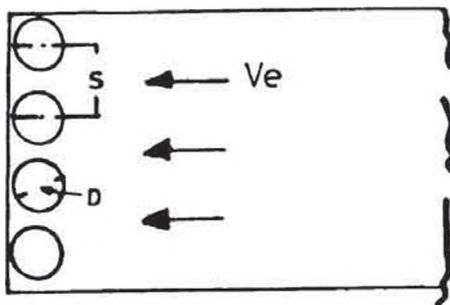
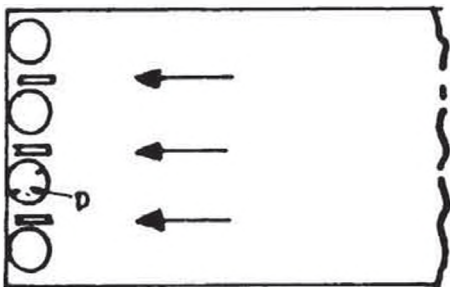


FIGURA 2.4 CONDICIONES RECOMENDADAS PARA EL CANAL DE APROXIMACION EN INSTALACIONES DE BOMBAS MULTIPLES

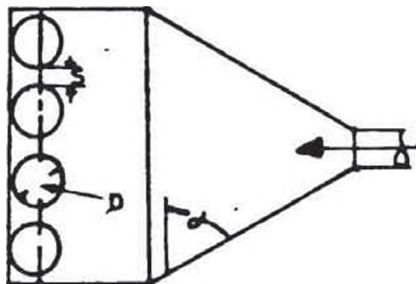


$V_e = 1 \text{ PIE/SEG O MENOS}$

$S = 1/2 \text{ A } 2D$



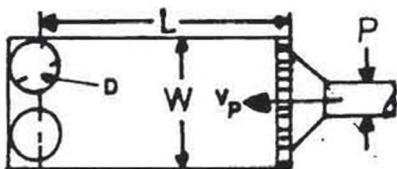
AÑADA EL ESPESOR DE LA PARED A LA DISTANCIA DE LA LINEA DE CENTRO. REDONDEE O DE FORMA OVALADA AL EXTREMO DE LA MAN- PARA PERMITA UNA SEPARACION DE  $D/3$  CON LA PARED DE ATRAS.



$S = 9/16 D$

MINIMO,  $\alpha = 45^\circ$

PREFERIDO,  $\alpha = 75^\circ$



WP	1.0	1.5	2.0	4.0	10.0
L	3D	6D	7D	10D	15D
V <sub>p</sub>	1	2	4	6	8

TONADO DE:

XX CONGRESO INTERAMERICANO DE  
INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL  
NOVIEMBRE 1986, GUATEMALA

DISENO SIMPLIFICADO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS  
NEGRAS

ING. JUAN. C. OLMEDO

UNI

TESIS DE GRADO

BACHILLER:

HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84 - II

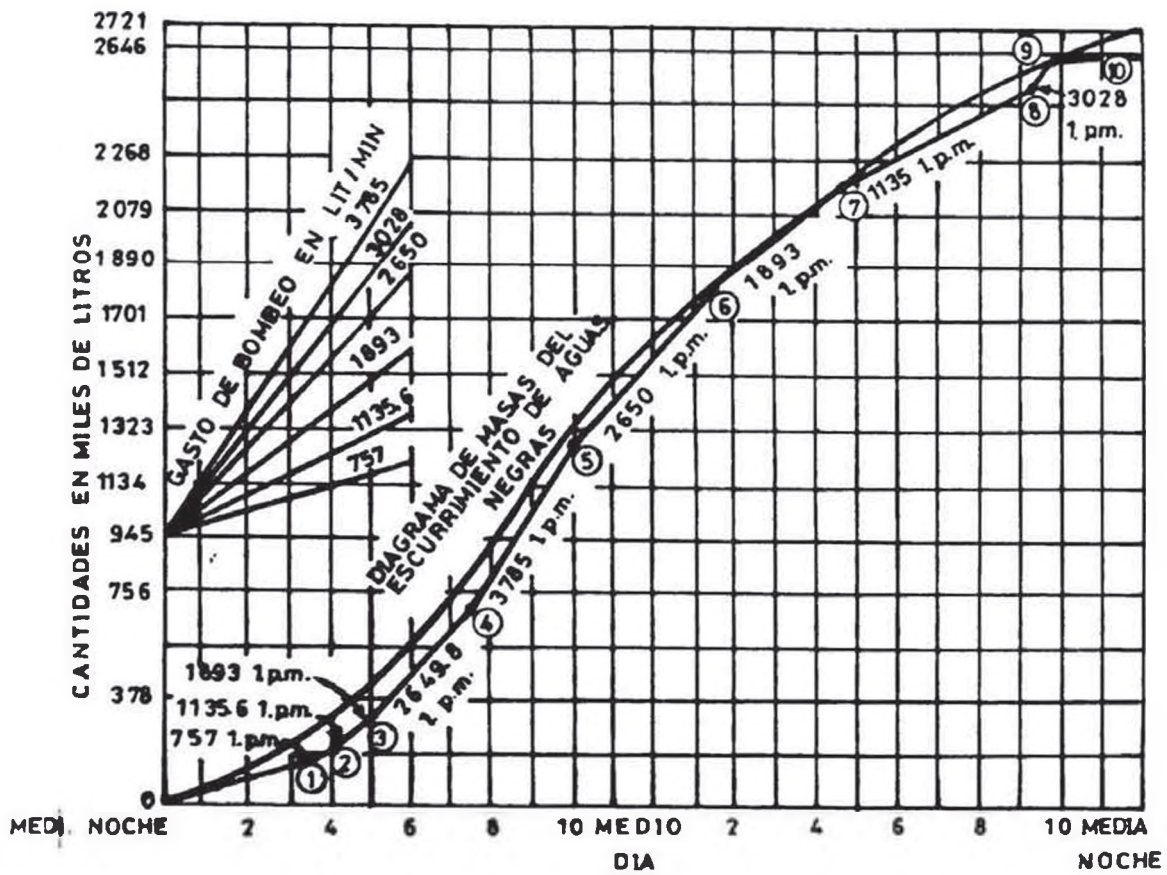
La figura 2, muestra un número de los aditamentos de tubería de succión de las bombas más comunes en cámaras húmedas de aguas residuales.

Las entradas en forma de boca de campana eliminan los extremos afilados en los cuales se podría acumular material y reduce las pérdidas de carga y vórtice. La campana, no deberían estar a una distancia mayor de  $D/2$  ni menores que  $D/3$  sobre el piso de la cámara húmeda.

### 2.3 Revisión del Método de Cálculo Tradicional para el Volumen de la Cámara Húmeda o Tanque de Succión en Estaciones de Bombeo de Aguas Negras.

Diagrama de masas para mostrar el funcionamiento de las bombas en un pozo de admisión. (0) Media Noche. El pozo está vacío y se pone en marcha la bomba de 757.1 lt. por min. (1) 3.30 a.m. El pozo está lleno. La bomba de 757.1 lt por min. se detiene y la sustituye la unidad de 1,135.6 lt por min. (2) 4.00 a.m. El pozo está lleno. La bomba de 1,135.6 lt. por min. se detiene y se pone en marcha la unidad de 1,892.7 lt. por min. (3) 5.00 a.m. El pozo está lleno. La bomba de 1.892.7 lt. por min. sigue funcionando y se pone en marcha la unidad de 757.1 lt por min. permitiendo así el bombeo de 2,649.8 lt. por min. (4) 7.30 a.m. El pozo sigue lleno. Las tres bombas funcionan la que da una descarga total de 3,785.4 lt. por min. (5) 10 a.m. El pozo está lleno hasta la

DIAGRAMA DE MASAS PARA MOSTRAR  
EL FUNCIONAMIENTO DE LAS BOMBAS  
EN UN POZO DE ADMISION



NOTA: Todas las líneas rectas cercanas al diagrama de masas son paralelas a las líneas correspondientes de gastos de bombeo expuestos a la izquierda.

Figura 2.1

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84 - II



mitad aproximadamente y el nivel está bajando. El operador cierra la bomba de 1,135.6 lt. por min. La descarga es ahora de 2,649.8 lt. por min. (6) 1.40 p.m. El pozo está vacío. El operador cierra la bomba más pequeña. La descarga es de 1,892.7 lt. por min. (7) 4.40 p.m. El pozo está vacío. Se detiene la bomba de 1,892.7 lt. por min. y se pone en marcha la de 1,135.6 lt. por min. (8) 9.20 p.m. El operador desea vaciar el pozo rápidamente y para ello pone en marcha la bomba de 1,892.7 lt. por min. y bombea un gasto de 3,028.3 lt. por min. hasta que: (9) 9.50 p.m. El pozo está vacío y se detienen todas las bombas, hasta (10). Media noche, el pozo está lleno.

#### Curva Masa de Aguas Negras y del Bombeo.

La estación de bombeo de aguas negras está dotada de un pozo de 9,463 lt. de capacidad y de cuatro bombas, con las siguientes capacidades en lt/min: 757, 1,135, 1892 y 1,892. En la Fig. se muestra el diagrama de masas del escurrimiento en un día en que el escurrimiento total de aguas negras fue de 2'725,356 lt. A la izquierda de la misma figura se encuentran las escalas de gastos del bombeo, para cada bomba y sus combinaciones. Los periodos de funcionamiento de las bombas y los tiempos en que el pozo está lleno o vacío se encuentran trazando líneas paralelas a las líneas de gastos de bombeo correspondientes, como se ve en la figura. Cuando la línea de bombeo está 9.463 lt. por debajo de la línea de aguas negras el pozo está lleno; cuando la línea de bombeo corta a la línea de aguas negras el pozo está vacío; y la lí

nea de bombeo no puede extenderse por encima de la línea de aguas negras. En este ejemplo se conoce el tamaño del pozo y el gasto de bombeo. Cuando sólo se conozca el escurrimiento de aguas negras, hay que seleccionar el tamaño del pozo y las capacidades de las bombas por tanteos, trazando el diagrama de masas del escurrimiento de aguas negras para el día crítico y haciendo combinaciones de tamaño de pozo y de rendimientos de bombas, que se ajusten a la línea de escurrimiento de las aguas negras, de modo que se tenga el pozo más pequeño posible, con la menor frecuencia de puesta en marcha y paradas de las bombas.

Si se emplea este método para el cálculo de la Cámara Húmeda, se necesitaría la curva Masa de Aguas Negras, graficado con datos confiables de volúmenes de desague, es decir, curva de variación horaria del Colector Surco, considerando la variante que se tiene en la alternativa B2 de conducción del desague mencionado en el capítulo 1, que serviría para minimizar el volumen de la cámara húmeda y del equipo de bombeo.

La elección del equipo de bombeo es considerando los caudales de entrada, instalando un mínimo de 4 bombas, dividiendo sus capacidades de tal modo que 3 unidades, cada una de ellas tenga una capacidad igual o ligeramente mayor a los gastos mínimos, medio y máximo, siendo las capacidades combinadas de las 2 bombas más pequeñas, igual a capacidad de la bomba más grande. La cuarta bomba será de capacidad igual a la de mayor capacidad.

Para el presente caso :

$$Q_{\max} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\min} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se elegiría 2 unidades de  $2.6 \text{ m}^3/\text{seg} = 41,210 \text{ G.P.M.} = 156 \text{ m}^3/\text{min.}$

1 unidad de  $1.14 \text{ m}^3/\text{seg} = 18,070 \text{ G.P.M.} = 68.4 \text{ m}^3/\text{min.}$

1 unidad de  $1.46 \text{ m}^3/\text{seg} = 23,140 \text{ G.P. M.} = 87.6 \text{ m}^3/\text{min.}$

La unidad correspondiente a la capacidad igual al caudal medio no tendría a lugar ya que  $Q_{\text{medio}} = Q_{\max} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg}$  por las razones que se explican en el capítulo 1.

En consecuencia, se debería utilizar 2 unidades de  $2.6 \text{ m}^3/\text{seg}$  y una de  $1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Si se emplea las bombas vertical Mixial Flow -- Pumps Ebara, no se tiene equipo disponible de capacidad  $Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg} = 15.6 \text{ m}^3/\text{min}$ , lo recomendable podría ser utilizar 2 unidades de  $1.3 \text{ m}^3/\text{seg} = 78 \text{ m}^3/\text{min}$  c/u, para bombear el caudal máximo, y se incluirá 2 unidades más de  $78 \text{ m}^3/\text{min}$  cada uno, para reserva.

Se tendría 4 unidades de  $78 \text{ m}^3/\text{min}$  cada uno y una de  $68.4 \text{ m}^3/\text{min}$ .  
Disminuyendo costos se instalaría sólo 3 unidades de  $78 \text{ m}^3/\text{min}$  y 1 de

68.4 m<sup>3</sup>/min, que sería la solución en cuanto se refiere a elección de equipos de bombeo.

Para el volumen de la Cámara Húmeda se recomienda una capacidad igual al volumen que resulta de bombear el caudal máximo durante 5 minutos.

En consecuencia el volumen sería :

$$V_u = 156 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min} = 780 \text{ m}^3.$$

$$V_u = 780 \text{ m}^3.$$

... Volumen de la Cámara Húmeda.

Para calcular el volumen de la Cámara Húmeda con la fórmula :

$$V = \frac{\theta c}{4}$$

Según manual de práctica . FD - 4  $\theta = 20 \text{ min.}$

$$q = 2.6 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 156 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$V = \frac{20 \text{ min} \times 156 \text{ m}^3/\text{min}}{4} = 780 \text{ m}^3$$

$$V = 780 \text{ m}^3$$

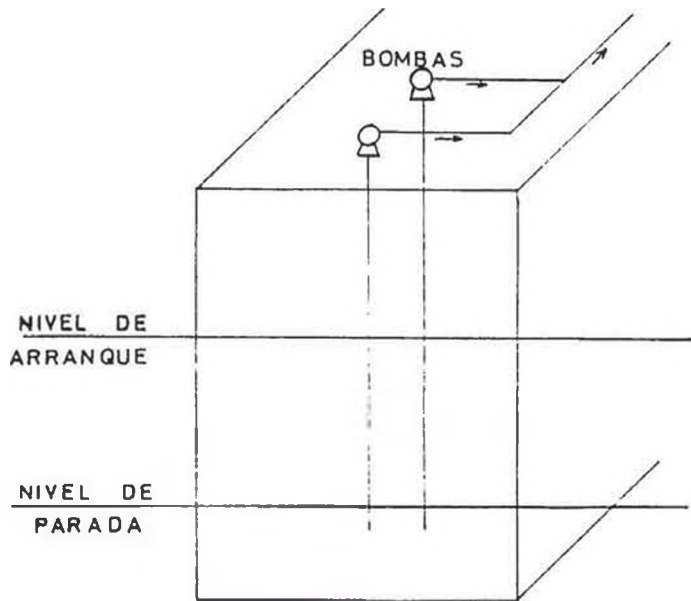
## 2.4 Nuevo Método para el Diseño de Cámara Húmeda y Equipo de Bombeo.

Es una teoría original del Ing. Juan C. Olmedo, jefe del departamento de hidráulica y Saneamiento Ambiental Facultad de Ingeniería y Arquitectura Universidad de El Salvador, basada principalmente en un funcionamiento intermitente de los equipos de bombeo (que deben ser controlados por Switch de nivel) y en los datos de caudales extremos, que las instituciones que administran los sistemas de alcantarillado especifican en sus normas para la aprobación de los proyectos. Asimismo, se consideran otras variables tales, como caudal de bombeo, tiempo mínimo de funcionamiento, tiempo máximo de paro, número mínimo de arranques por hora y volumen útil de cámara húmeda, entre las cuales se establecen fórmulas matemáticas derivadas de relaciones volumétricas y de tiempo, se desarrolla el análisis de dos casos típicos de funcionamiento de los equipos: CASO I; CASO II.

### 2.4.1 CASO I.

Análisis del Diseño de un Sistema de Bombeo, que trabaja parando la(s) Bomba(s) a nivel mínimo y arrancando cuando el agua alcanza el nivel máximo.

CASO I



Análisis de las Condiciones de Flujo Mínimo.

- (01)  $Q_{\text{mín.}}$  = Caudal Mínimo.
- (02)  $Q_{\text{máx.}}$  = Caudal Máximo.
- (03)  $t.p$  (mín) = Tiempo de paro en flujo mínimo.
- (04)  $t.f$  (mín) = Tiempo de funcionamiento en flujo mínimo.
- (05)  $Q_B$  = Caudal de Bombeo.
- (06)  $Q_B = m Q_{\text{máx}}$  :  $m > 1$
- (07)  $Q_{\text{mín.}} = n Q_{\text{máx}}$  :  $n < 1$

(08) Se tiene :

$$V_u = t.p \text{ (mín)} \times Q_{\text{mín.}}$$

(09) Se tiene :

$$V_u = t.p \text{ (mín)} \times Q_{\text{máx.}} (n)$$

Cuando funcionan las bombas se tiene :

$$(10) \quad Q_{9x} \quad t.f. (mín) = V_u \downarrow Q_{mín} \times t.F. (mín)$$

$$(m \quad Q_{máx}) \quad t.F. (mín) = t.p. (mín) \quad n \quad Q_{máx} \downarrow (n \quad Q_{máx})$$

$$t.F. (mín)$$

$$m \quad t.F. (mín) = t.p. (mín) \cdot n \downarrow n \quad t.F. (mín)$$

$$(11) \quad t.F. (mín) = \frac{t.p. (mín) \cdot n}{(m-n)}$$

El ciclo durará entonces :

$$(12) \quad t_c (mín) = t.F. (mín) \downarrow t.p. (mín)$$

Análisis de las Condiciones del Flujo Máximo.

$$(13) \quad t.p. (máx) = \text{Tiempo de paro en Flujo Máximo.}$$

$$(14) \quad t.F. (máx) = \text{Tiempo de funcionamiento en Flujo máximo.}$$

$$(15) \quad K = \text{No. Ciclo/ Hora en Flujo Máximo.}$$

$$(16) \quad V_u = t.p. (máx) \quad Q_{máx.}$$

$$V_u = t.p. (mín) \quad n \quad Q_{máx} = t.p. (máx) \quad Q_{máx.}$$

$$(17) \quad t.p. (máx) = t.p. (mín) \quad n$$

Cuando la (s) Bomba (s) funciona (n) se tiene :

$$(18) \quad Q_B \quad t.F. (máx) = V_u \downarrow t.F. (máx) \quad Q_{máx.}$$

$$(19) \quad m \quad Q_{máx} \quad t.F. (máx) = t.p. (mín) \quad n \quad Q_{máx} \downarrow t.F. (máx) \quad Q_{máx}$$

$$m t.F (\text{máx}) = n t.p (\text{mín}) + t.F (\text{máx})$$

$$(20) \quad t.F (\text{máx}) = \frac{n t.p (\text{mín})}{(m-1)} = \frac{t.p (\text{máx})}{(m-1)}$$

$$(21) \quad t. \text{ ciclo} = t.p (\text{máx}) + t.F (\text{máx})$$

$$(22) \quad t. \text{ ciclo} = \frac{60}{K}$$

$$(23) \quad t.p (\text{mín}) n + \frac{t.p (\text{mín}) n}{m-1} = \frac{60}{K}$$

$$(24) \quad n + \frac{n}{m-1} = \frac{60}{K t.p (\text{mín})}$$

$$\frac{n.m}{(m-1)} = \frac{60}{K.t.p (\text{mín})}$$

$$(25) \quad K = \frac{60 (m-1)}{m.n (t.p \text{ mín})} = \frac{60 (m-1)}{m t.p (\text{máx})}$$

Los Valores Límites que deben observarse son :

VARIABLE	VALOR LIMITE	OBSERVACIONES
tp. min	30 minutos	Se requiere evitar sedimentación excesiva y septicidad.
Tf (min)	3 a 5 minutos	





$$\text{Tiempo del flujo M\u00ednimo : } 20 \text{ M\u00edn} + 5 \text{ M\u00edn} = \underline{25 \text{ M\u00edn.}}$$

$$\text{N\u00famero de ciclo en flujo m\u00ednimo} = \frac{60 \text{ m\u00edn}}{25 \text{ m\u00edn}} = 24 \text{ ciclos/ - hora}$$

$$t.p \text{ (m\u00e1x)} = n \text{ t.p (m\u00edn)} = 0.25 \times 20 \text{ Minutos}$$

$$t.p \text{ (m\u00e1x)} = 5 \text{ m\u00ednutos}$$

$$t.F \text{ (m\u00e1x)} = \frac{t.p \text{ (m\u00e1x)}}{m - 1} = \frac{5}{1.25 - 1} = 20 \text{ Minutos}$$

$$K = \frac{60 (m-1)}{m \text{ t.p M\u00e1x}}$$

$$K = \frac{(1.25 - 1) 60}{1.25 (5)}$$

$$K = 2.4 \text{ Ciclo/ Hora.}$$

PARA EL CASO DEL PROYECTO

$$Q_{\text{m\u00e1x}} = 2.6 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 156 \text{ m}^3/\text{m\u00edn.}$$

$$Q_{\text{m\u00edn}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg} = 68.4 \text{ m}^3/\text{min}$$

Se podr\u00eda asumir :

$$t_f \text{ (m\u00edn)} = 5 \text{ minutos}$$

$$Q_B = m \quad Q_{\text{m\u00e1x}} = 156 \text{ m}^3/\text{min} = m \times 156 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$m = 1$$

C\u00e1lculo de la variable n : .

$$Q_{\text{m\u00edn}} = n \quad Q_{\text{m\u00e1x}} = 156 \text{ m}^3/\text{min} = n \times 68.4 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$n = \frac{68.4}{156} = 0.4385$$

$$t_F (\text{mín}) = \frac{n \cdot t_p (\text{min})}{m - n}$$

$$5 = \frac{0.4385 \cdot t_p (\text{min})}{1 - 0.4385}$$

$$t_p (\text{mín}) = 6.4 \text{ min}$$

$$V_u = t_p (\text{min}) \cdot Q_{\text{min}}$$

$$V_u = 6.4 \times 68.4 = 437.76 \text{ m}^3$$

Tiempo del ciclo en Flujo Mínimo :

$$T_c = t_p (\text{min}) + t_F (\text{min})$$

$$T_c = 6.4 + 5 = 11.4 \text{ min} = 11' 24''$$

$$\text{Número de ciclo en flujo mínimo} = \frac{60 \text{ min}}{11.4} = 5.3$$

ciclos/hora.

La solución completa comprendería, la selección del equipo comercial, planos, especificaciones y presupuesto, lo cual está fuera del alcance de este artículo.

NOTA :

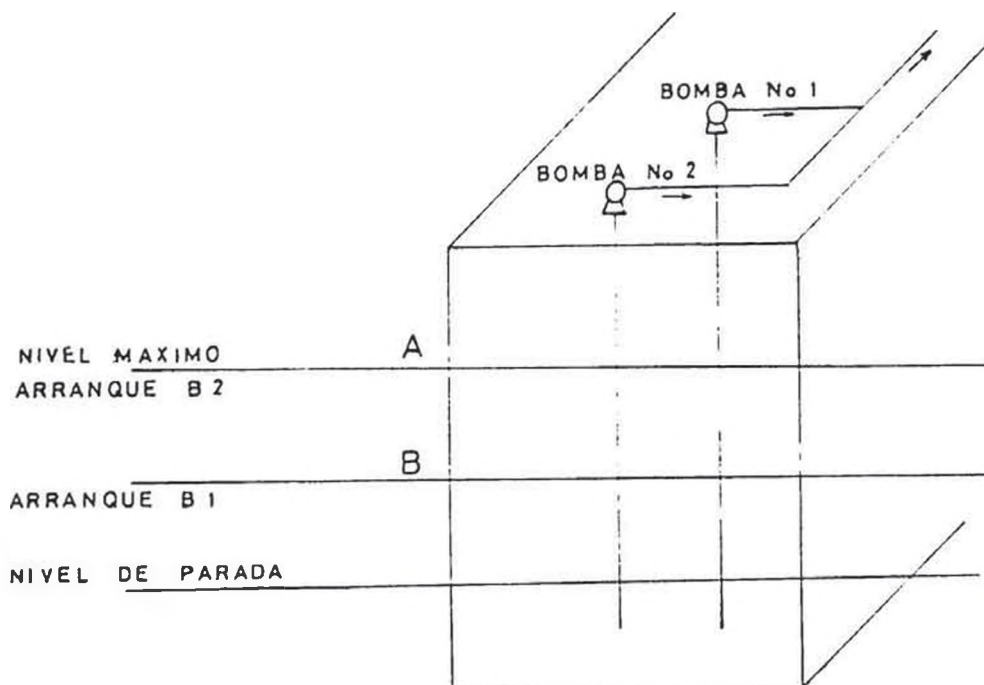
En general el número de ciclos en flujo máximo es mayor que el número de ciclos en flujo mínimo; Los valores numéricos asumidos de

Las variables produjeron resultados iguales en este ejemplo y siempre que se cumpla la relación:

$$n = \frac{m - 1}{(m - n)}$$

El tiempo de funcionamiento en flujo mínimo se puede modificar, sacando de funcionamiento una de las bombas. (Esta medida nos permite alterar el valor de  $m$  en la fórmula N°. 20). Esto significa por ejemplo si el caudal total de bombeo es 30 lit/S, y  $Q_{\text{máx}} = 10$  Lit/S,  $M(\text{total}) = 3$ ; si se tiene 2 bombas iguales que en conjunto producen los 30 Lit/S, al sacar una de ellas de funcionamiento, el caudal de bombeo sería 15/Lit/S y  $m = 1.5$ .

#### 2.4.2 CASO II.



CASO II :

Das bombas iguales que operan bajo el siguiente :

BOMBA N° 1 : Arranca en el nivel B y continúa funcionando - hasta parar en el nivel de paro.

BOMBA N° 2 : Arranca en el nivel A ( Nivel Máximo) y para en el nivel de paro.

El arranque de la bomba N° 1, se produce una vez que se ha llenado una parte del volumen util ( $v_u$ ); en el flujo mínimo la bomba N° 1, trabaja sola y en el flujo máximo operan las dos bombas. Esto significa que en flujo mínimo al funcionar la bomba N° 1 el nivel B baja y en flujo máximo el nivel B sube hasta llegar al nivel A, el cual comienza a bajar al funcionar la bomba N° 2, - trabajando al mismo tiempo los dos equipos hasta llegar al nivel de paro.

Análisis del Flujo Mínimo.

a) Tiempo de paro :

$$V_a = \frac{1}{c} V_u; \quad \frac{1}{c} < 1$$

$$\frac{1}{c} V_u = t_{p \text{ mín}} Q_{\text{mín}}$$

$$\frac{1}{c} V_u = t_{p \text{ mín}} n Q_{\text{máx}}$$

$$V_u = (nc \ t'_{p\text{mín}}) Q_{\text{máx}}$$

b) Tiempo de funcionamiento (Solo Bomba N° 1 funcionando).

$$Q_{B-1} \times t'_{F\text{mín}} = \frac{1}{c} V_u + Q_{\text{mín}} \cdot t'_{F\text{mín}}$$

$$\frac{m}{2} Q_{\text{máx}} \cdot t'_{F\text{mín}} = nt'_{p\text{mín}} Q_{\text{máx}} + n Q_{\text{máx}} \times$$

$$t'_{F\text{mín}}$$

$$t'_{F\text{mín}} = \frac{nt'_{p\text{mín}}}{\frac{m}{2} - n}$$

$$t'_{F\text{mín}} = \frac{2nt'_{p\text{mín}}}{m - 2n} \quad \therefore m > 2n$$

### Análisis de Flujo Máximo.

a) Tiempo de paro :

$$\frac{1}{c} V_u = t'_{p\text{máx}} Q_{\text{máx}}$$

$$nt'_{p\text{mín}} Q_{\text{máx}} = t'_{p\text{máx}} Q_{\text{máx}}$$

$$t'_{p\text{máx}} = n t'_{p\text{mín}}$$

Entonces :

$$V_u = c t'_{p\text{máx}} Q_{\text{máx}}$$

b) Bomba N° 1 funcionando:

$$Q'_B \times t'_{F\text{máx}} + \left(1 - \frac{1}{c}\right) V_u = Q_{\text{máx}} t'_{F\text{máx}}$$

$$\frac{m}{2} t'_{F\text{máx}} Q_{\text{máx}} + \left(1 - \frac{1}{c}\right) n c t'_{p\text{mín}} Q_{\text{máx}} =$$

$$Q_{\text{máx}} t'_{F\text{máx}}$$

$$\frac{m}{2} t'_{F\text{máx}} + \left(1 - \frac{1}{c}\right) n c t'_{p\text{mín}} = t'_{F\text{máx}}$$

$$t'_{F\text{máx}} = \frac{n(c-1)t'_{p\text{mín}}}{(1 - m/2)} : c > 1$$

$$t'_{F\text{máx}} = \frac{2(c-1)t'_{p\text{máx}}}{(2 - m)} : m < 2$$

El intervalo de m será :  $1 < m < 2$

c) Bombas N° 1 y N° 2, 2 funcionando:

$$Q_B \times t''_{F\text{máx}} = V_u + Q_{\text{máx}} t''_{F\text{máx}}$$

$$m Q_{\text{máx}} t''_{F\text{máx}} = n c t''_{p\text{mín}} Q_{\text{máx}} + Q_{\text{máx}}$$

$$t''_{F\text{máx}}$$

$$t''_{Fm\acute{a}x} = \frac{c^t_{pm\acute{a}x}}{m - 1}$$

$$t''_{Fm\acute{a}x} = t'_{fm\acute{a}x} + t'_{pm\acute{a}x}$$

$$t'_{fm\acute{a}x} + t'_{pm\acute{a}x} = \frac{60}{K}$$

$$K = \frac{60}{t'_{fm\acute{a}x} + t'_{pm\acute{a}x}}$$

NOTA :

Los l\u00edmites para los valores de C, se determinan a partir de la con  
dici\u00f3n :

$$1 < K < 12$$

Si  $K = 1$

$$t'_{fm\acute{a}x} + t'_{pm\acute{a}x} = 60 \text{ minutos}$$

Si  $K > 1$

$$(t'_{fm\acute{a}x} + t'_{pm\acute{a}x}) < 60$$

EJEMPLO :

$$Q_{m\acute{a}x} = 60 \text{ lit/S}$$

$$Q_{m\u00edn} = 15 \text{ lit/s}$$

$$n = 15/60 = 0.25 : 1 < m < 2$$

Dise\u00f1ar el sistema de Bombeo de Aguas Negras (asumido)  $m =$   
1,25 Asumido  $Q_B = 75 \text{ lit/s}$  (caudal total producido por dos -



bombas iguales).

$$t'_{pmín} = 20 \text{ minutos}$$

$$t'_{fmín} = \frac{2n t'_{pmín}}{m - 2n}$$

$$t'_{fmín} = \frac{2 \times 0.25 \times 20}{1.25 - 2 \times 0.25}$$

$$t'_{fmín} = 13.1 \text{ minutos}$$

$$t'_{pmáx} = n t'_{pmín} = 0.25 \times 20$$

$$t'_{pmáx} = 5 \text{ minutos}$$

$$t'_{fmáx} = \frac{2(c-1) t'_{pmáx}}{2 - m}$$

$$t'_{fmáx} = \frac{2(c-1) 5}{2 - 1.25}$$

$$t'_{fmáx} = 13.3 (c-1)$$

$$t''_{fmáx} = \frac{ct'_{pmáx}}{(m-1)}$$

$$t''_{fmáx} = \frac{5c}{1.25 - 1} = 20c$$

$$t_{pmáx} + t'_{fmáx} + t''_{fmáx} = 60/K$$

$$K = 1$$

$$5 + 13.3 (c-1) + 20 c = 60$$

$$33.3 c = 68.3$$

$$c = 2$$

Asumiendo :

$$c = 1.5; \quad \frac{1}{c} = \frac{2}{3}$$

$$V_u = c t_{p\text{m}\acute{a}x} Q_{\text{m}\acute{a}x}$$

$$V_u = 1.5 \times 5 \times (60 \times 60) \text{ lit/min.}$$

$$V_u = 27.000 \text{ litros}$$

Entonces :

$$t'_{f\text{m}\acute{a}x} = 13.3 (c-1) = 13.3 \times (1.5 - 1) = 6.6 \text{ min.}$$

$$t''_{f\text{m}\acute{a}x} = 20 c = 20 \times 1.5 = 30 \text{ minutos}$$

$$t_f = t'_{f\text{m}\acute{a}x} + t''_{f\text{m}\acute{a}x} = 36.6 \text{ minutos}$$

$$K = \frac{60}{36.6 + 5} = 1.4 \text{ ciclos/hora.}$$

La estación de bombeo contaría con dos bombas iguales, cada una con caudal igual a  $\frac{75}{2} = 37.5 \text{ lit/s.}$  y una bomba de emergencia con caudal igual a 37.5 litros.

## 2.5 Diseño de la Cámara Húmeda.

Para el diseño de la Cámara Húmeda consideraremos la variación del caudal de entrada, es decir el volumen que resulta de la diferencia entre el caudal máximo y el caudal mínimo. Para este caso particular que en el punto de derivación del colector Surco va a estar regulado para un caudal de 2.6 m<sup>3</sup>/seg como máximo y fluctuaciones menores del flujo, se tomará como caudal máximo a  $Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y como flujo mínimo  $Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que resulta de multiplicar con los coeficientes variación de caudal.

De los datos del Capítulo anterior se tiene que los coeficientes de variación horaria máxima y mínima, diaria máxima y mínima del colector Surco y los caudales que con estos se obtienen Son:

COEFICIENTE		$Q_p$	$Q$
$K_{d\text{máx}}$	1.20	2.6	3.12
$K_{d\text{mín}}$	0.80	2.6	2.08
$K_{h\text{máx}}$	1.30	2.6	3.38
$K_{h\text{mín}}$	0.55	2.6	1.43
$K_3\text{máx}$	$1.2 \times 1.3$	2.6	4.06
$K_3\text{mín}$	$0.80 \times 0.55$	2.6	1.14

Para fluctuaciones de caudal mayores a  $2.6 \text{ m}^3/\text{seg}$  el excedente retornará al colector Surco en el punto de derivación, para fluctuaciones menores todo el caudal será el caudal de entrada a la cámara Húmeda de

la estación de bombeo.

Asumiremos el tiempo de funcionamiento  $t_f = 5$  minutos para vaciar el volumen que resulta de la diferencia entre el caudal máximo y mínimo.

$$Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}} = 2.6 - 1.14 = 1.46 \text{ m}^3/\text{seg} = 87.6 \text{ m}^3/\text{min}.$$

$$V_u = 87.6 \frac{\text{m}^3}{\text{min}} \times 5 \text{ min} = 438 \text{ m}^3.$$

Se utilizará cuatro bombas funcionando y 1 de reserva, para los cuales se necesita dividir la cámara en 5, para instalar una bomba en cada una.

Probando con cámaras Húmedas de 5m x 5m. de base, el cual se obtiene:  $5 \times 5 \times 5 \text{ m} \times \text{m} = 5 \times 25 \text{ m}^2 = 125 \text{ m}^2$  para las 5 bombas. Obteniéndose un tirante desde el nivel mínimo a nivel máximo de 3,504 m.

$$V_u = 3.504 \times 125 = 438 \text{ m}^3.$$

Análisis de niveles de agua, caudal de entrada y caudal de bombeo.

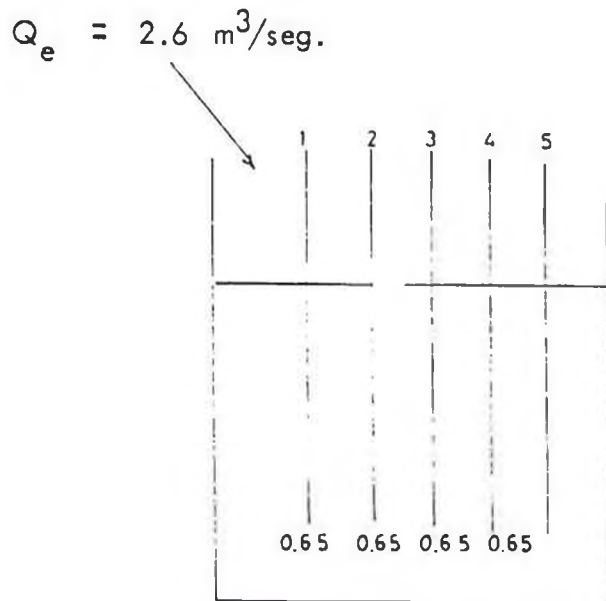
1 CASO:

$$\text{Caudal de Entrada } Q_e = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$\text{Caudal de Bombeo } Q_b = 4 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$\text{Si el } Q_e = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$\text{y el } Q_b = 4 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}.$$



el nivel del agua permanece constante.

En caso que el caudal de entrada  $Q_e = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$  permanece constante por más de 1 hora, se prenderá la bomba apagada N° 5 y se apagará la bomba N° 4, y así sucesivamente; 4 bombas funcionando y una bomba apagada.

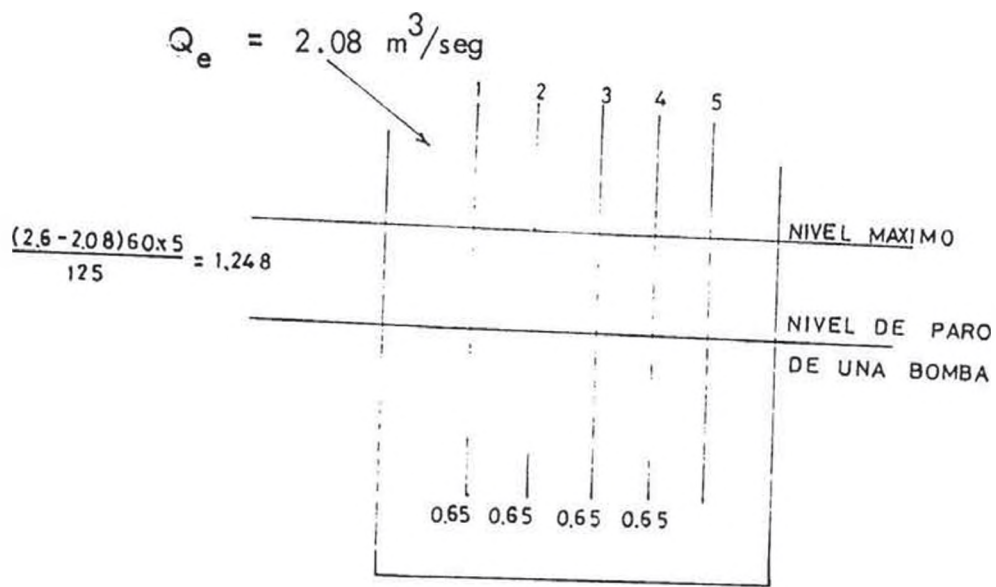
## 2.-CASO:

Caudal de entrada :  $Q_e = 2.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$

2.1.- Caudal de Bombeo :  $Q_b = 4 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

como  $Q_b = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 2.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$

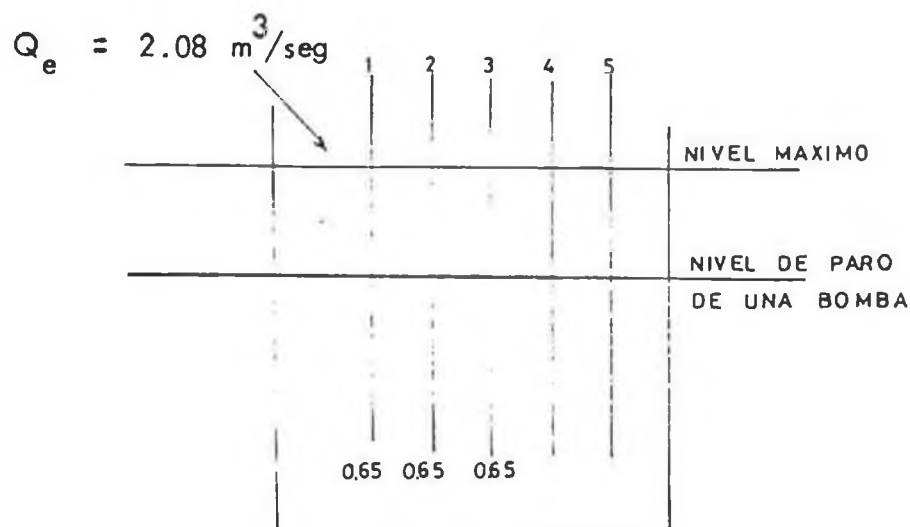
Será necesario apagar una bomba después de un cierto tiempo para el volumen que resulta de la diferencia de estos caudales.



a los 5 minutos se apaga la bomba N° 4, a 1.248 m. debajo del nivel máximo.

2.2.- Caudal de bombeo :  $Q_b = 3 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg} = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg}.$

Como  $Q_b = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg} < Q_e = 2.08 \text{ m}^3/\text{seg}.$



el nivel del agua subirá hasta el nivel máximo en donde se prenderá la bomba N° 5, esto ocurre para un tiempo:

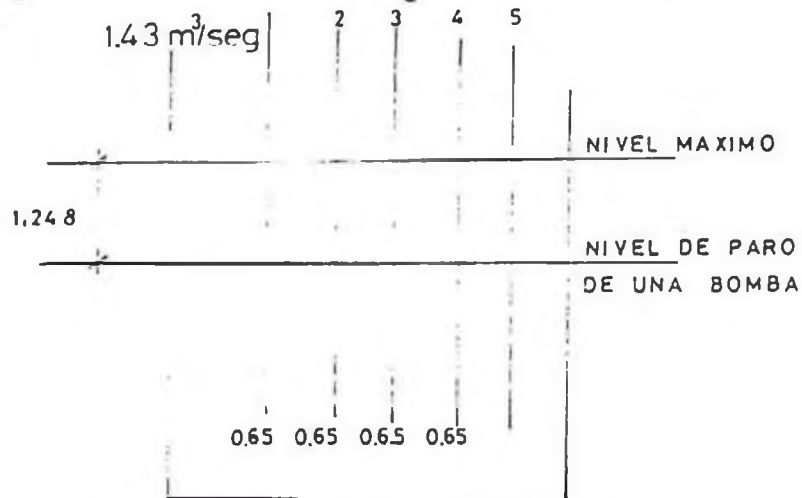
$$\frac{(2.08 - 1.95) 60 \times t}{125} = 1.248$$

$$t = 20 \text{ minutos.}$$

3.- CASO : Caudal de entrada  $Q_e = 1.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$

3.1.- Caudal de Bombeo  $Q_b = 4 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como  $Q_b = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 1.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$



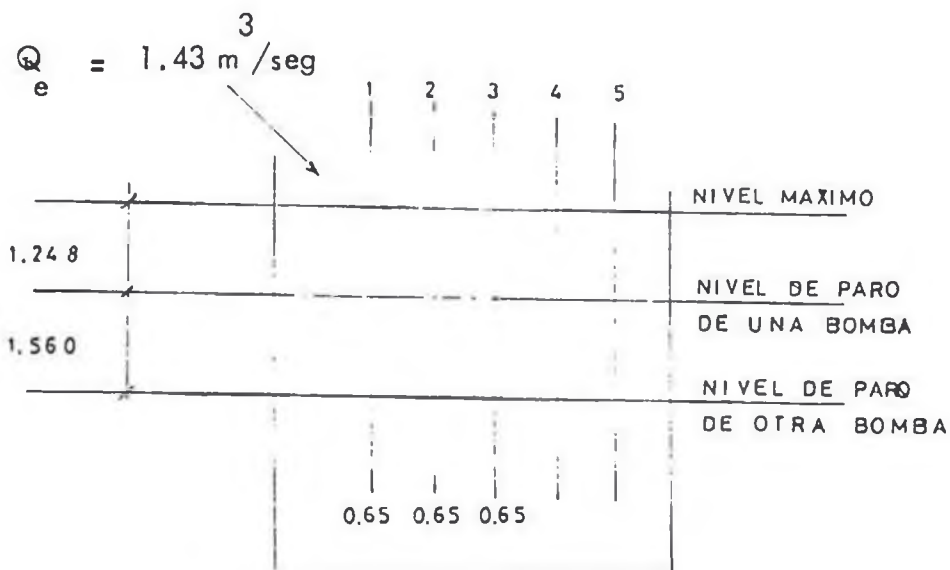
El nivel del agua descenderá hasta 1.248 m. debajo del nivel máximo en un tiempo t que se apagará una bomba (Nº 4); --

$$\frac{(2.6 - 1.43) 60 \times t}{125} = 1.248$$

$$t = 2 \text{ minutos } 13 \text{ segundos.}$$

3.2.- Caudal de bombeo  $Q_b = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como  $Q_b = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg.} > Q_e = 1.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$



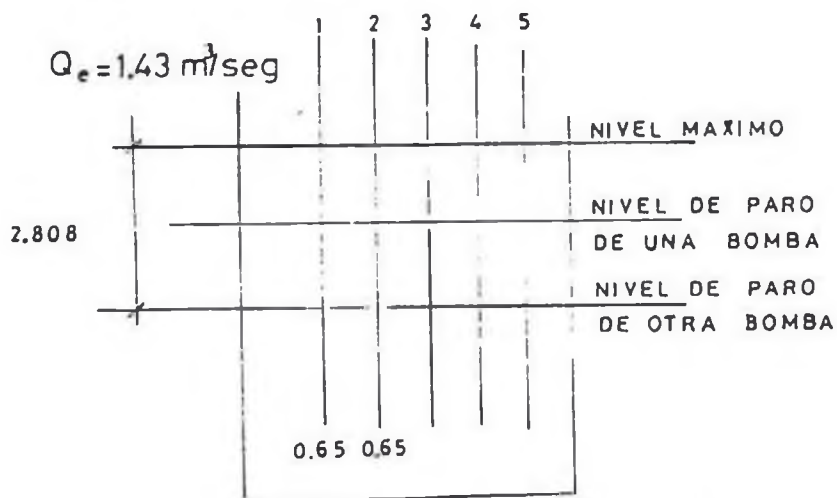
El nivel del agua seguirá descendiendo hasta 1.560 m. debajo del nivel de paro de la bomba N° 4, en donde se apagará la bomba N° 4,  $\frac{(1.95 - 1.43) 60 \times t}{125} \times t = 1.560$

$$125$$

$t = 6 \text{ minutos } 15 \text{ segundos.}$

3.3.- Caudal de bombeo  $Q_b = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como  $Q_b = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg} < Q_e = 1.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$



el nivel de agua subirá hasta el nivel máximo en un tiempo  $t$  en



que se prenderán las bombas N° 4 y N° 5, el tiempo necesario para subir el nivel del agua de 2.808 m.

$$\frac{(1.43 - 1.30) \cdot 60}{125} \times t = 2.808$$

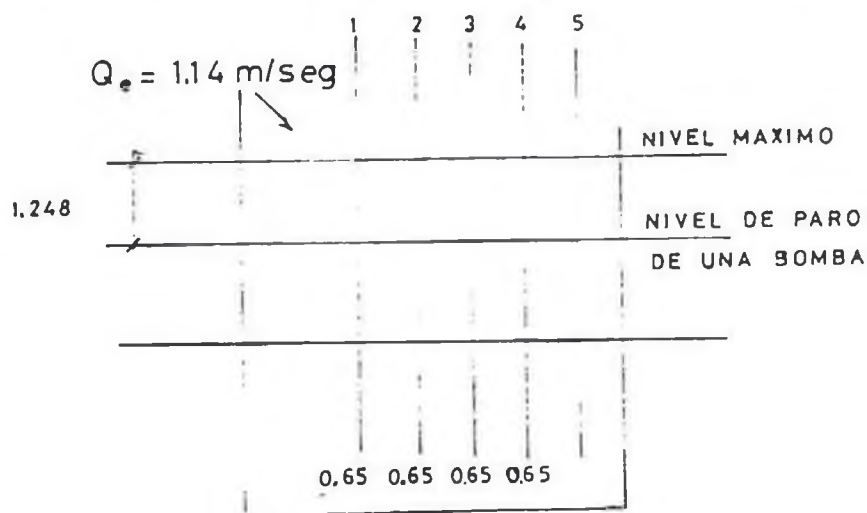
$$t = 45 \text{ minutos.}$$

$$t \text{ total} = 53 \text{ minutos } 28 \text{ segundos (tiempo total del ciclo).}$$

4.- CASO : Caudal de entrada  $Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$

4.1.- Caudal de bombeo  $Q_b = 4 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como  $Q_b = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$



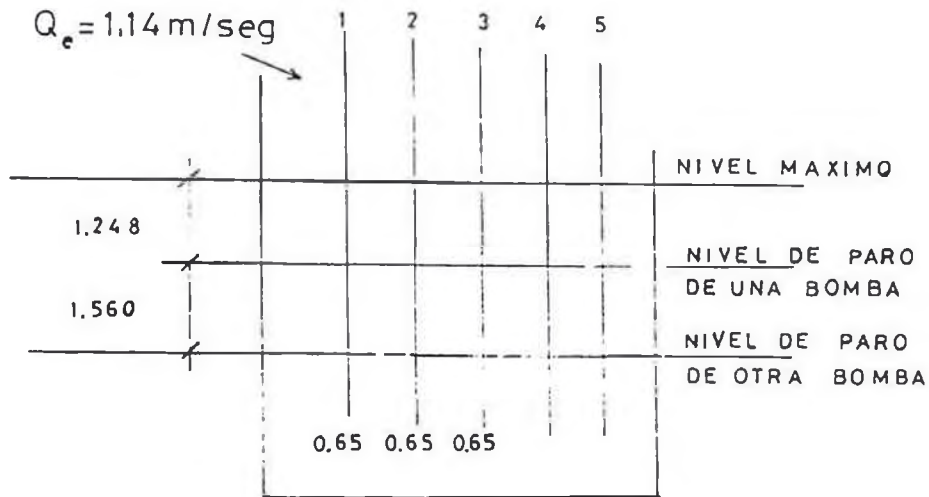
el nivel del agua baja 1.248 m, debajo del nivel máximo en - donde se apaga la bomba N° 4 en tiempo  $\frac{(2.6 - 1.14) \cdot 60t}{125}$

$$= 1.248 .$$

$$t = 1 \text{ minuto } 46 \text{ segundos.}$$

4.2.- Caudal de bombeo  $Q_b = 3 \times 0.65 = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como  $Q_b = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ .



el nivel del agua baja 1.560 m. debajo del nivel de paro de la bomba en donde para la bomba N° 3 en el tiempo.

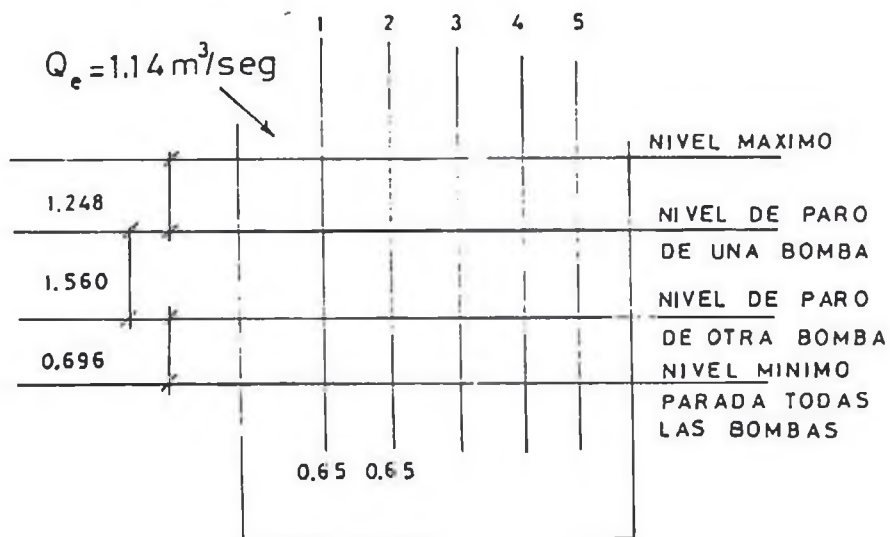
$$\frac{(1.95 - 1.14) 60t}{125} = 1.560$$

125

$t = 4$  minutos.

4.3.- Caudal de bombeo  $Q_b = 2 \times 0.65 = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Como  $Q_b = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ .



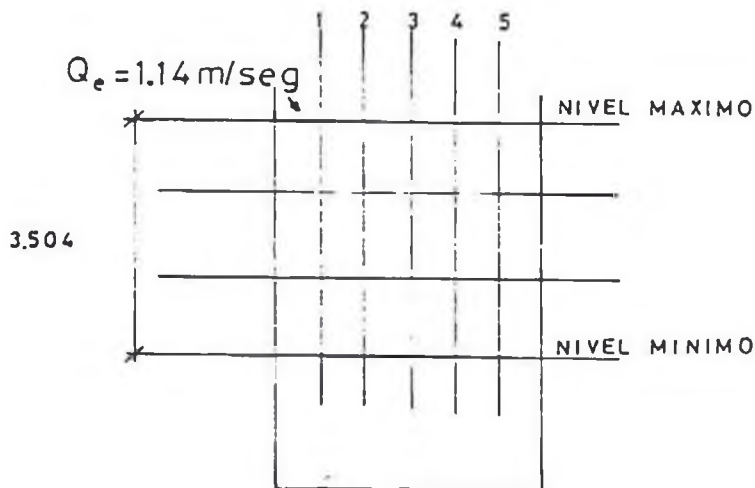
el nivel del agua baja. 0.696 m. debajo del nivel de paro de la segunda bomba, en este nivel se apagarán las restantes dos bombas en el tiempo.

$$\frac{(1.3 - 1.14) 60 t}{125} = 0.696$$

$$t = 9 \text{ minutos } 3 \text{ segundos.}$$

4.4.- Caudal de bombeo  $Q_b = 0$

Como  $Q_b = 0 < Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$



el nivel del agua subirá hasta el nivel máximo (3.504 m) en el tiempo.

$$\frac{1.14 \times 60 t}{125} = 3.504$$

$$t = 6 \text{ minutos } 24 \text{ segundos.}$$

$$t_{\text{total}} = 21 \text{ minutos } 13 \text{ segundos. (tiempo total del ciclo).}$$

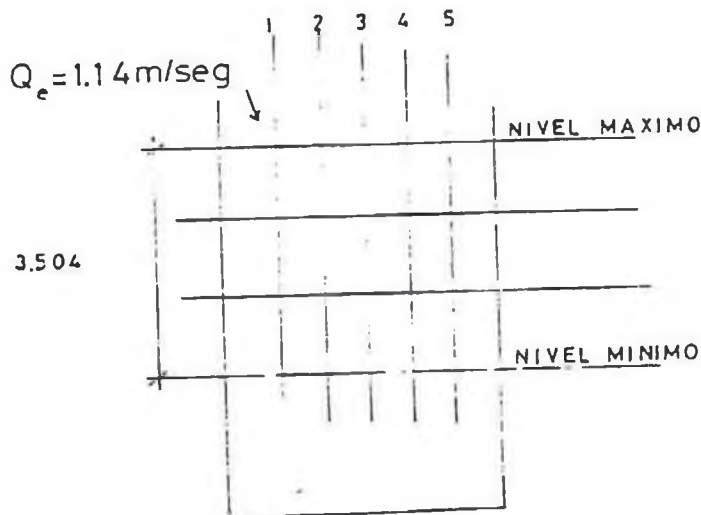
Transcurrido este tiempo de continuar el caudal de entrada  $Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ , en el máximo, se deberán prender sólo 2 bombas.

4.5.- Caudal de bombeo  $Q = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg} = 2 \times 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}$ .  
(2 bombas).

Como  $Q_b = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg} > Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ , el nivel descende del nivel máximo al mínimo en el tiempo.

$$\frac{(1.3 - 1.14) 60 \times t}{125} = 3.504$$

$$t = 45 \text{ minutos } 37 \text{ segundos}$$



Transcurrido este tiempo se apagarán las 2 bombas.

Si continúa el caudal de entrada  $Q_e = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg}$  se prenderán otras dos bombas diferentes a las que estaban funcionando, después de  $t = 6 \text{ minutos } 24 \text{ segundos}$ .

El tiempo total del ciclo será :

$$t_{\text{total}} = 52 \text{ minutos } 1 \text{ segundo.}$$

Dimensionamiento de la Cámara Húmeda.

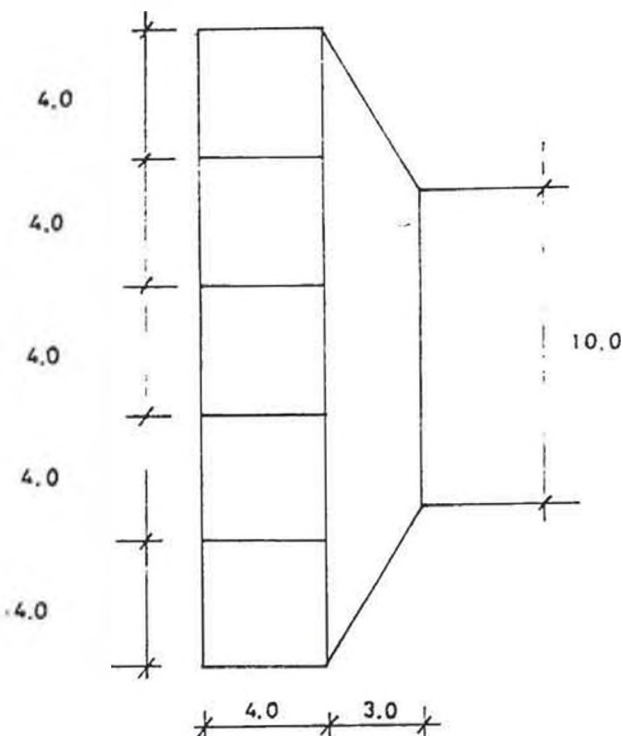
El volumen util total de la cámara Húmeda será :

$$V_{u_t} = 3.504 \times 5 \times 5 \times 5 = 3.504 \times 125 \text{ m} \times \text{m}^2.$$

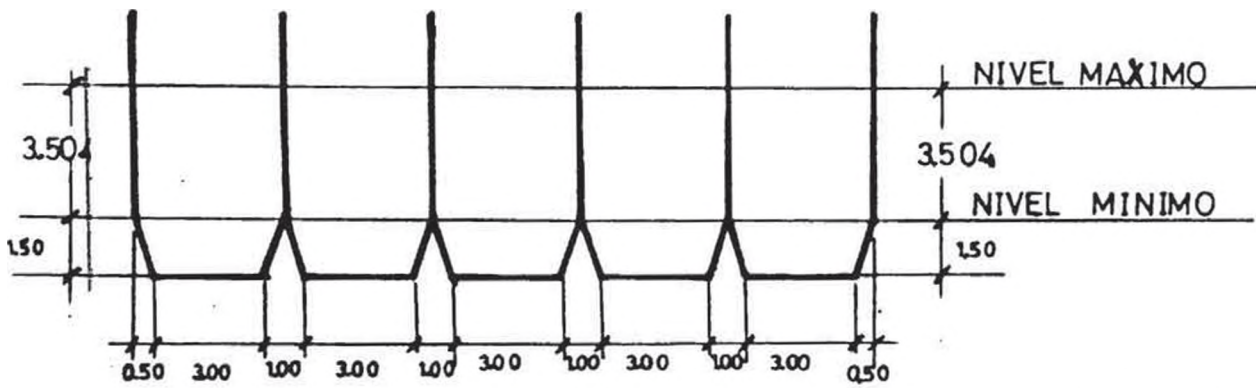
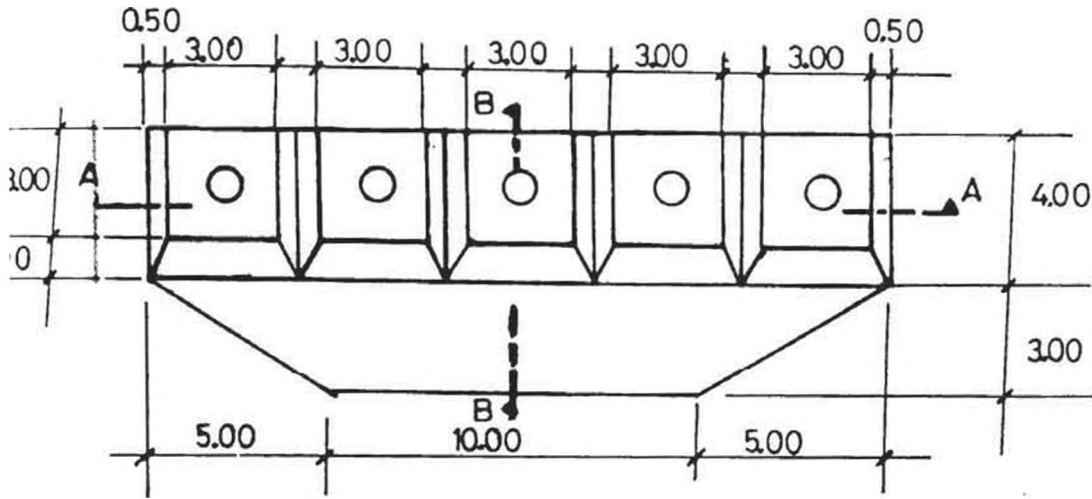
El área de cada cámara Húmeda  $5 \times 5 \text{ m}^2$  se puede reducir a  $4 \times 4 \text{ m}^2$  con una canal de aproximación, en donde estará incluido el volumen de agua del canal, que será de una área restante que resulta de la diferencia de :

$$5 \times 5 \times 5 - 5 \times 4 \times 4 = 45 \text{ m}^2.$$

en donde se obtiene :

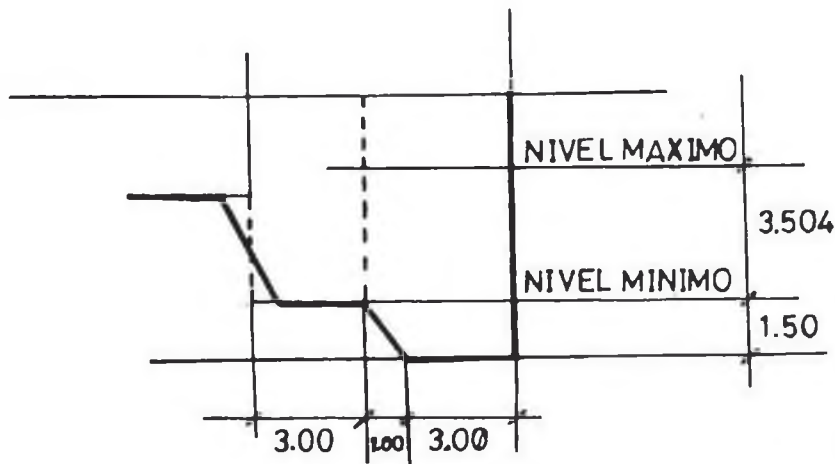


# CAMARA HUMEDA



CORTE A - A

ESCALA 1:200



CORTE B - B

UNI

TESIS DE GRADO

BACHILLER:

HUAMAN MITMA

PORFIRIO CIRILO

PROMOCION 84-II

## CAPITULO III

### CONFIGURACION Y DISEÑO

#### 3.1. Introducción.

El arreglo de la estación dependerá de las consideraciones de ubicación, del tipo de estación seleccionado su capacidad y de la capacidad requerida en el foso o cámara húmeda, número, tipo y tamaño de las bombas, así como también del dimensionamiento y disposición de sus diferentes componentes, que para este caso, en el presente proyecto incluye: cámaras de rejas gruesas, Desarenadores, medidores parshalls, cámaras de rejillas de limpieza mecánica. El arreglo depende también del diseño estructural y arquitectónico de la facilidad. Se proporcionará un cuarto amplio para mantenimiento; para remoción y reemplazo de equipo; para las tuberías, válvulas, piezas especiales y conexiones de bombas; para proveer espacios máximos y mínimos a las succiones de las bombas en la cámara húmeda, para puertas y algunas otras aberturas necesarias y para instrumentas y consideraciones de seguridad.

### 3.2. Consideraciones de Ubicación.

La planta de bombeo estará ubicada en una zona cercana a la Panamericana Sur, entre la fábrica de tuberías Superconcreto y el complejo deportivo Ricardo Palma ex-Miraflores F.B.C. ( Ver fig.), en donde se dispone de un área suficiente, ya que el área mínima requerida para la estación es de  $23 \times 51 \text{ m}^2$ , y además que se puede aislar la estación de zonas pobladas vecinas para evitar que el efecto adverso que ocasionan las aguas residuales al medio ambiente causen molestias a la vecindad.

En cuanto a la accesibilidad de vehículos y disponibilidad de utilidades y servicios comunales como Energía y carga ( Voltaje y Carga ), Agua Potable, protección contra incendios, teléfono, etc. , vemos que es una zona que bien puede ser dotada de estas necesidades.

El tamaño del terreno es también suficiente para la Superestructura de la estación, así como también para necesidad de acceso y estacionamiento.

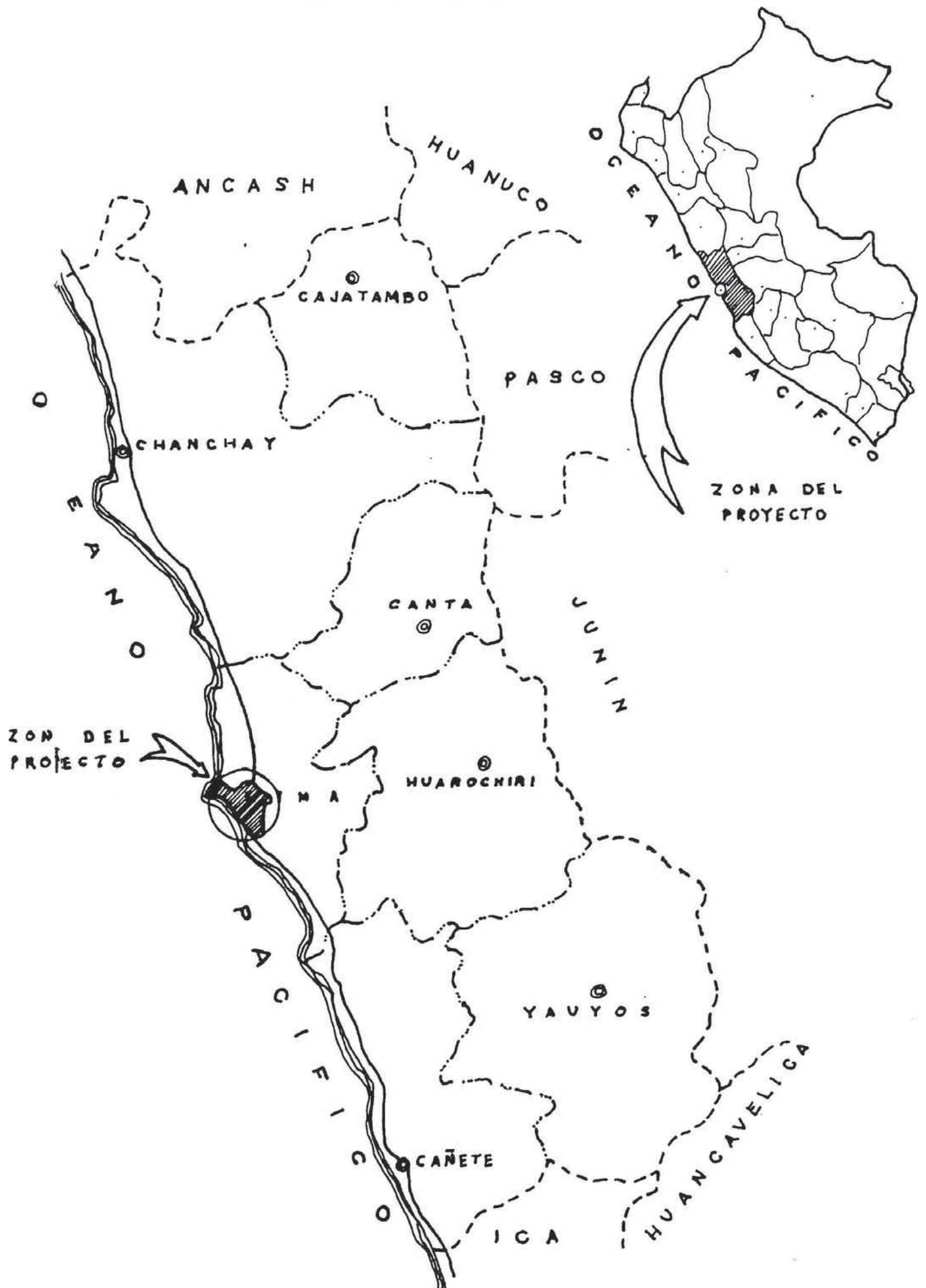
Las condiciones de la superficie, el ambiente y las elevaciones relativas con relación a las inundaciones, determinarán el nivel del piso de operación, el tipo de Subestructura y el grado de terminación del exterior y estilo.

Todas las entradas y aberturas no sellables de la estación, deberán estar a elevaciones sobre el nivel máximo de inundación esperado.

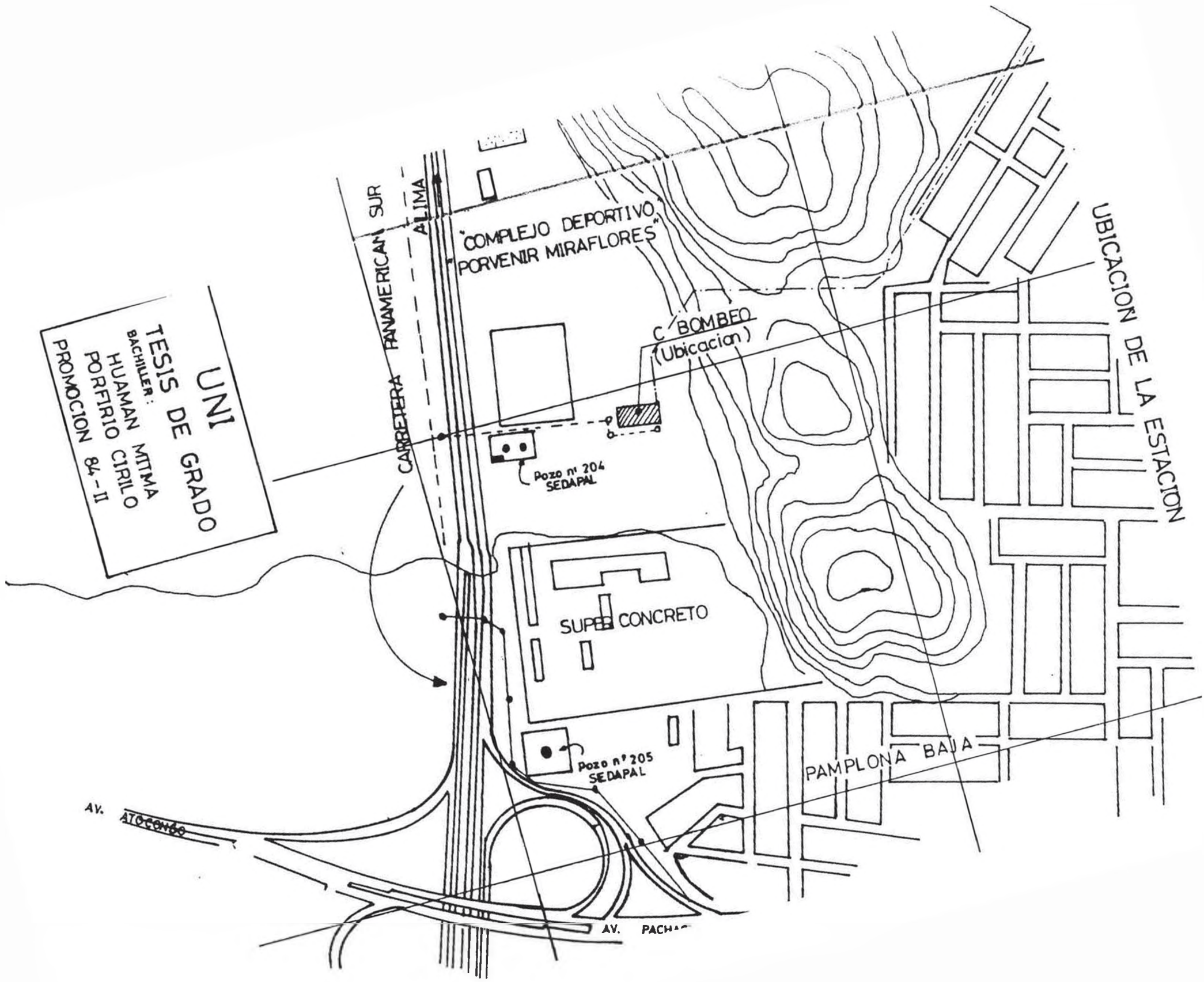
La estación de bombeo se diseña con una forma de desvío ( By-pass ) de

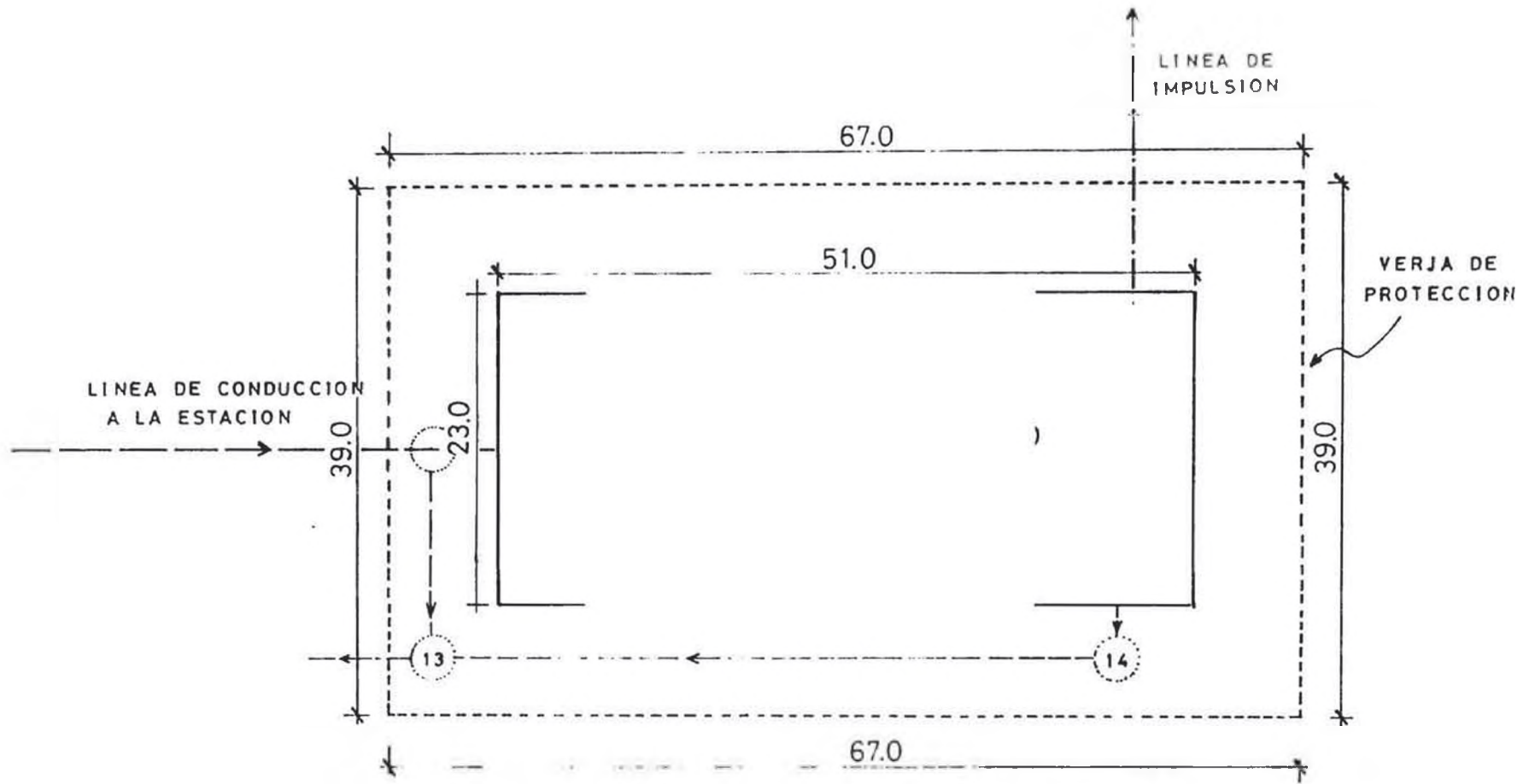


PLANO DE UBICACION DE LA ZONA  
DEL PROYECTO



UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84-II



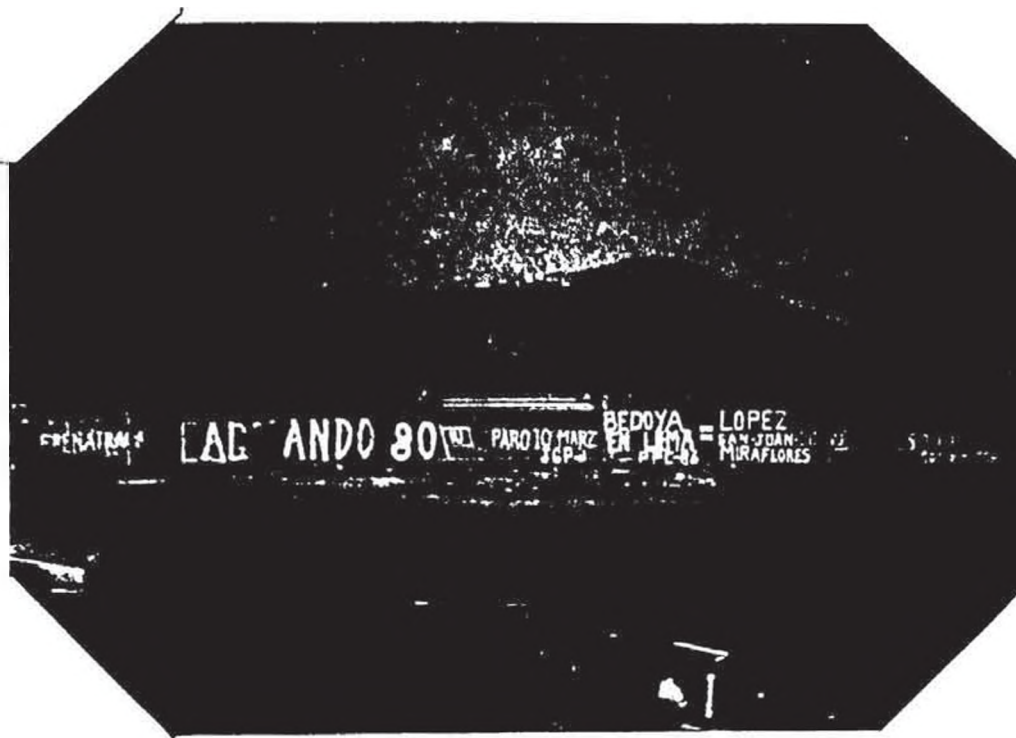


AREA EFECTIVA	1173
AREA ALRREDEDORES	1440
<b>AREA TOTAL</b>	<b>2613 m<sup>2</sup></b>

ESCALA 1:500

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-11

## UBICACION DE LA ESTACION



VISTA DE LA PANAMERICANA SUR AL COMPLEJO DEPORTIVO  
MIRAFLORES F.C.



INTERIOR DEL COMPLEJO DEPORTIVO MIRAFLORES F. C. - VISTA DEL  
AREA DESTINADA PARA LA UBICACION DE LA ESTACION

estación completa, para fines de mantenimiento y para prevención de eventualidades de emergencia, el más común es el corte del fluido eléctrico, para estos casos se proyecta una compuerta ubicada aguas arriba de la estación, que cerrará el ingreso del flujo de desagüe, y hará posible que el buzón ( proyectado ), ubicado aguas arriba de la compuerta desvíe el flujo de desagüe, mediante una línea de tubería por gravedad conectado como reboce, que funcionará por el aumento del nivel de agua en dicho buzón.

El desvío del flujo de desagüe irá a un buzón cercano del colector Circunvalación mediante una línea de conducción por gravedad tipo alcantarilla diseñado para una capacidad de  $2.60 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

### 3.3. Tipos de Estación.

El tipo de estación seleccionado estará regido por su capacidad de diseño, clase de bombas, función, vida esperada y estética.

Los componentes de equipo necesario en una estación particular para satisfacer su función y los requisitos del diseño podrían determinar consecuentemente su configuración y tipo. Además, el tipo de estación puede estar limitado por el tamaño del sitio disponible o por la cantidad de proyección permisible, sobre o bajo la superficie del terreno.

Según el Ing. Juan C. Olmedo ( XX Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental ), muestra el siguiente cuadro :

CUADRO N° 3.3.1.

Tipos de Estación De Bombeo

Fig.N°	Motor instalado en	Bomba Instalada en	Control
3.2.1	Cámara seca	Cámara húmeda	Switch de electrodos
3.2.2	" "	" "	Switch de flotador
3.2.3	" "	Cámara Seca	-
3.2.4,5,6	" Húmeda	" Húmeda	Switch de mercurio

Según METCALF & EDDY, INC.

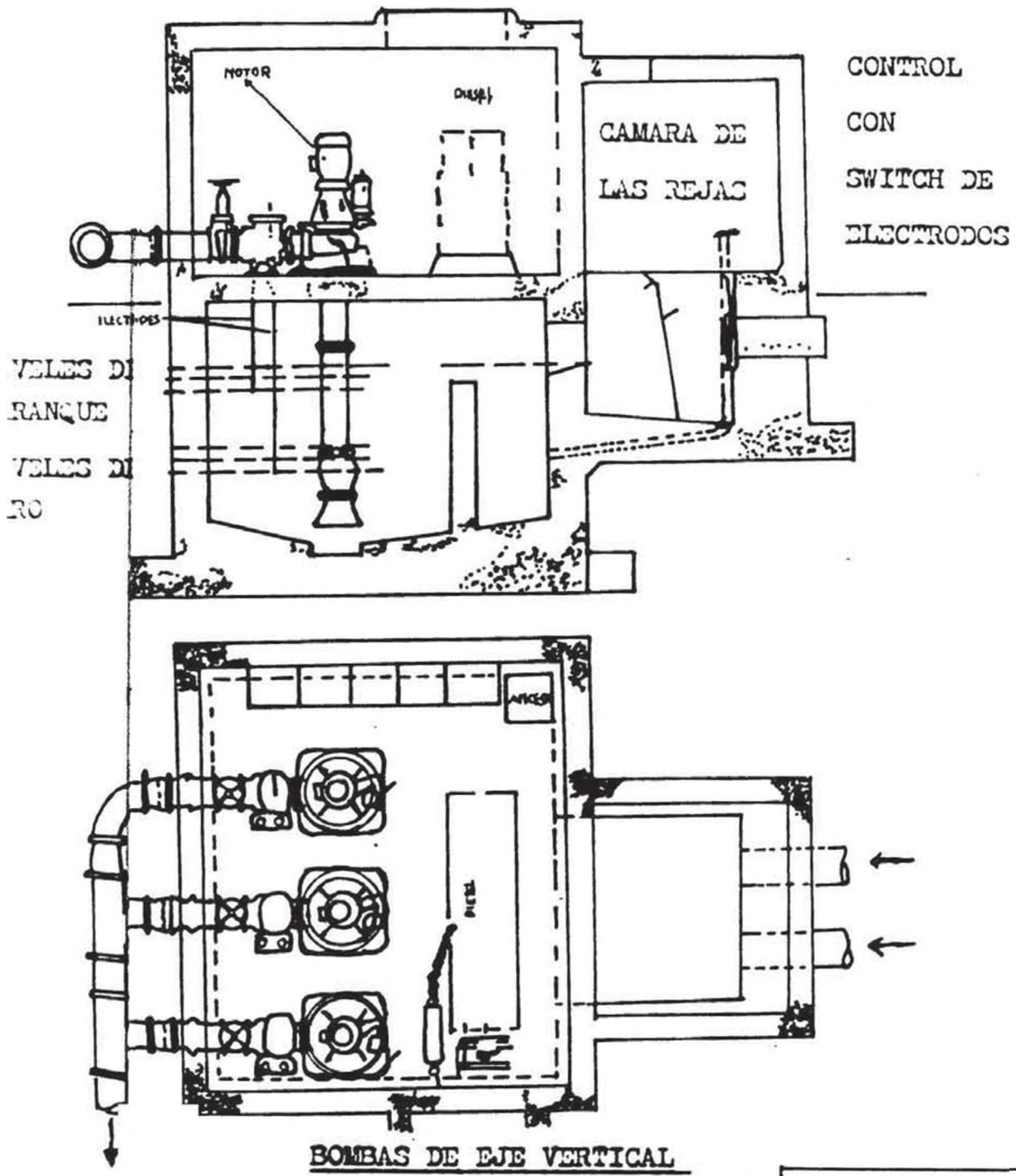
CUADRO N° 3.3.2

Clasificación de las Estaciones de bombeo según su capacidad y método constructivo utilizado.

Clase/ Tipo	Intervalo de capacidad	
	M <sup>3</sup> /seg	gal/min
Eyectores neumáticos	0.02	300
Prefabricada		
Cámara Húmeda	0.006-0.03	100-500
Cámara Seca	0.006- 0.1	100- 1600
Convencional		
Pequeña	0.2-0.09	300-1400
Mediana	0.06-0.65	1000-10000
Grande	0.65	15 Mgal/d

ESTACION DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

- Motor en Cámara Seca
- Bomba en Cámara Húmeda

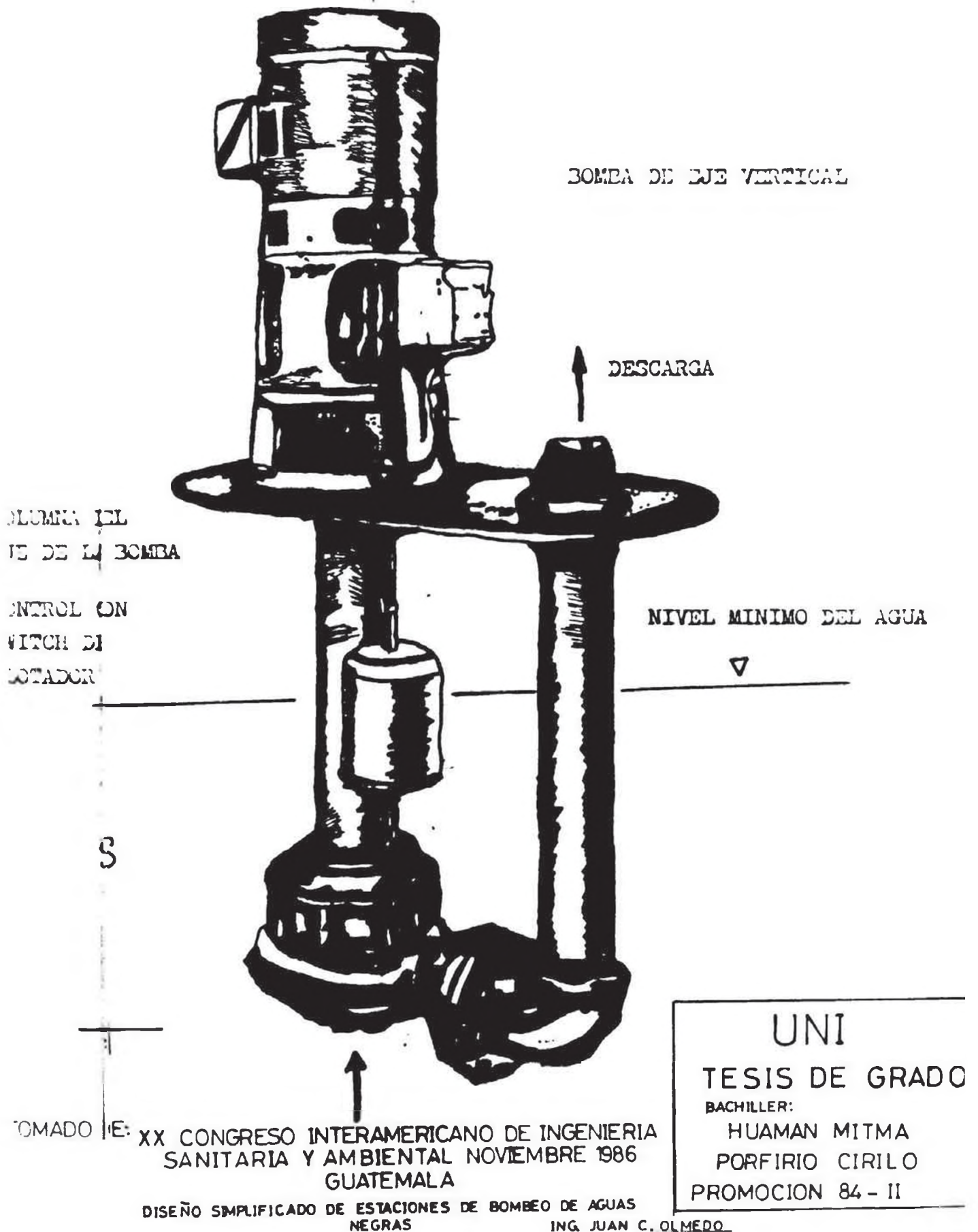


BOMBAS DE EJE VERTICAL

UNI  
TESIS DE GRADO  
DACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84 - II

ESTACION DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

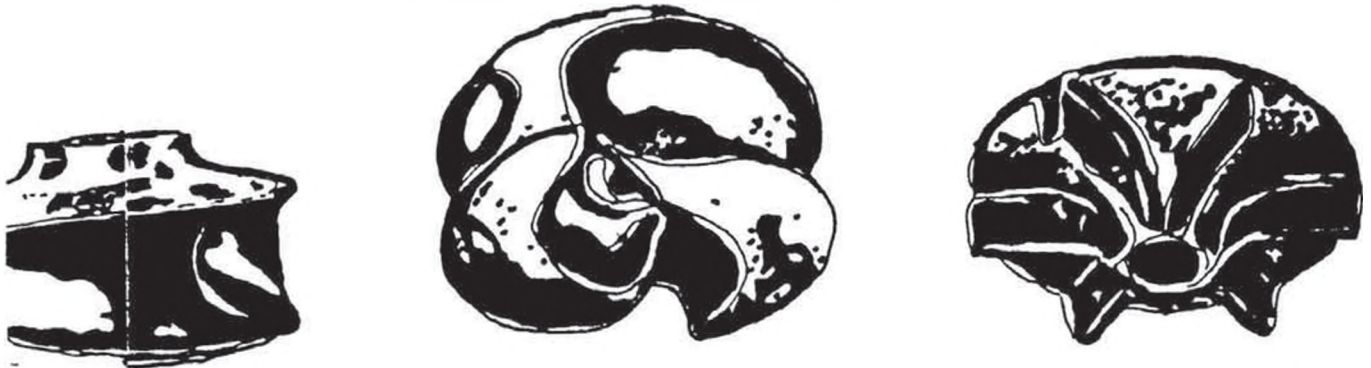
- Motor en Cámara Seca
- Bomba en Cámara Húmeda





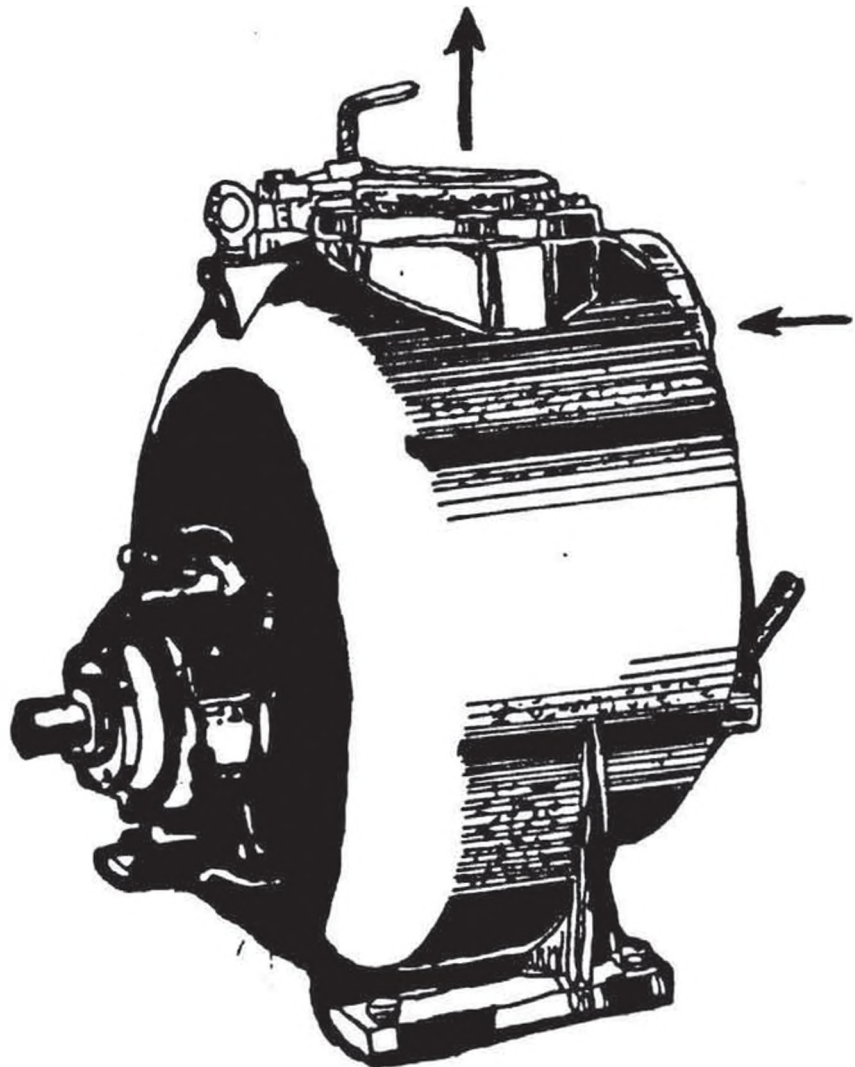
ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

TIPOS DE PULSORES UTILIZADOS



BOMBA DE EJE HORIZONTAL

"T" SERIES PUMPS		
del		
3-3	3-inch	2½"
3-3	4-inch	3"
3-3	6-inch	3"
3-3	8-inch	3"



BOMBAS A INSTALAR EN CAMARA SECA

TOMADO DE:

XX CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA  
SANITARIA Y AMBIENTAL NOVIEMBRE 1986  
GUATEMALA

DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS  
NEGRAS

ING. JUAN C. OLMEDO

UNI

TESIS DE GRADUACION

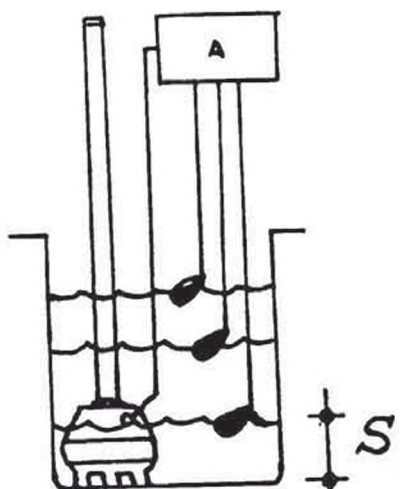
BACHILLER:

HUAMAN MITMA

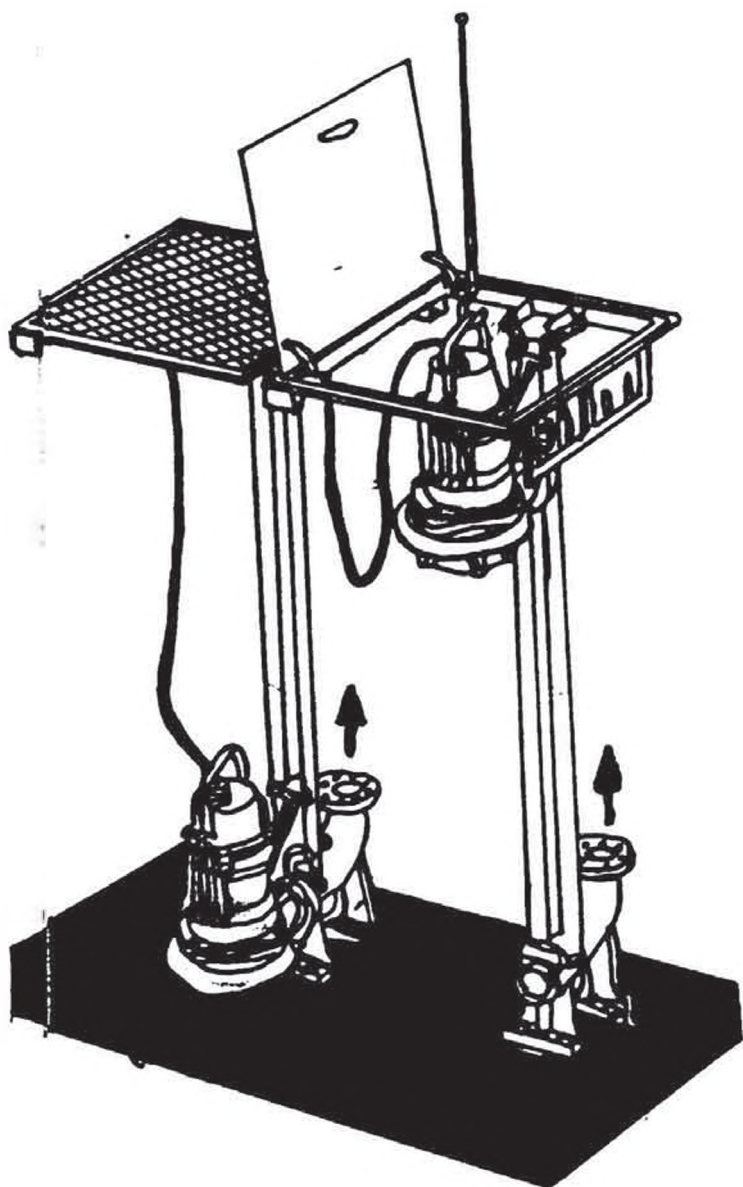
PORFIRIO CIRILO

PROMOCION 84-II

ESTACION DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS



CONTROL CON SWITCH  
DE MERCURIO



MOTOR Y BOMBA  
EN CAMARA HUMEDA

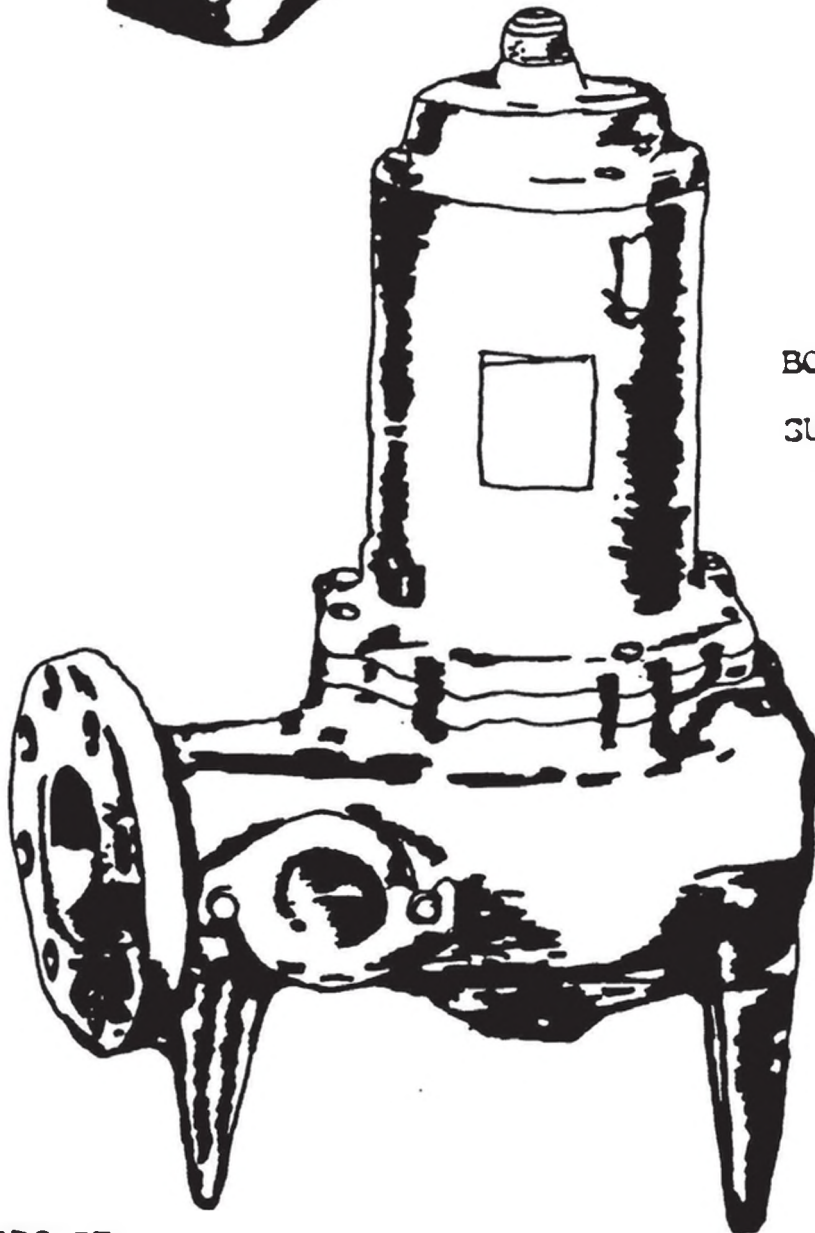
BOMBA DE EJE VERTICAL

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84 - II

UNI  
TESIS DE GRADO  
BACHILLER:  
HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO  
PROMOCION 84-II



IMPULSOR INATASCABLE



BOMBA Y MOTOR  
SUBMERSIBLES

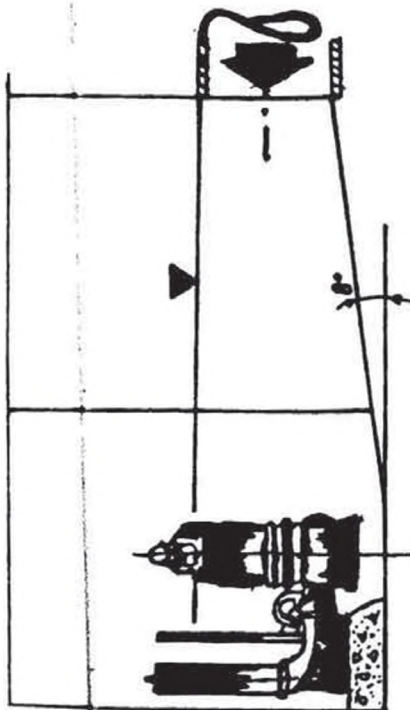
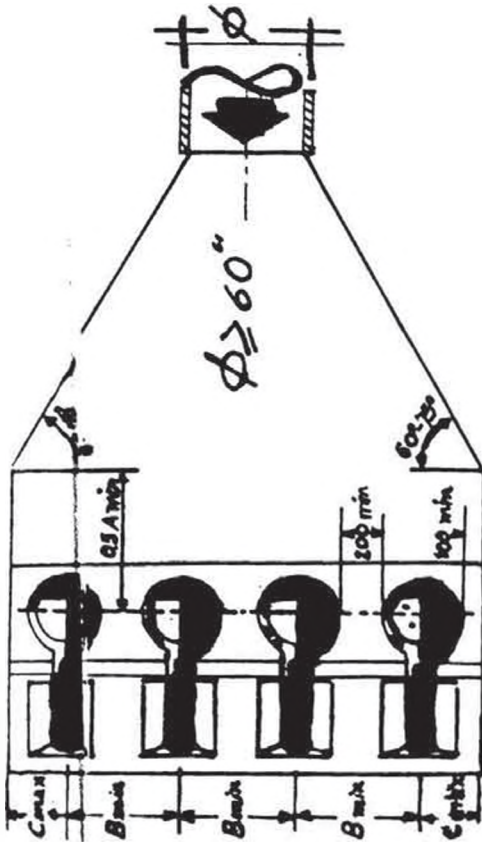
TOMADO DE:

XX CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA  
SANITARIA Y AMBIENTAL NOVIEMBRE 1986

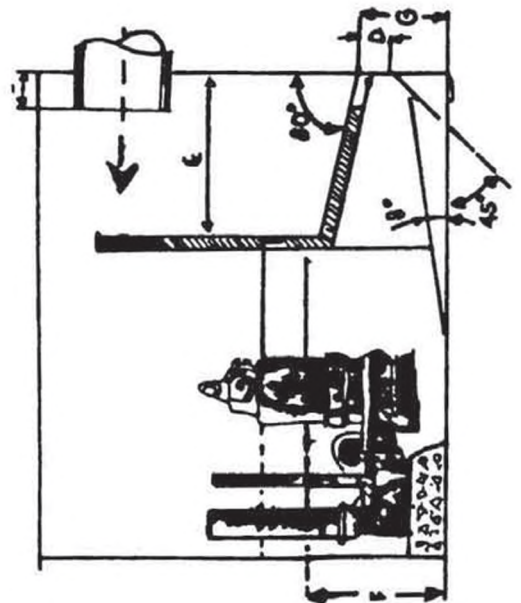
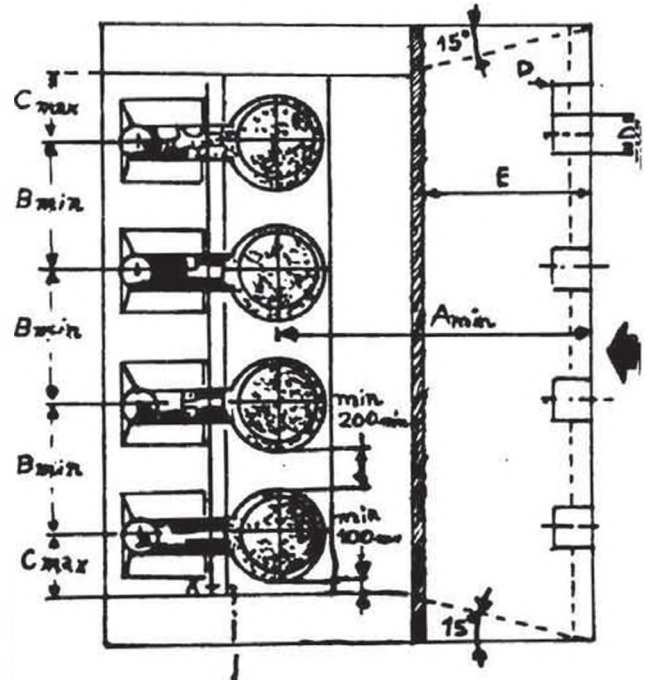
GUATEMALA

DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-II



TANQUES DE SUCCION PARA  
 EQUIPOS (BOMBA - MOTOR) SUMERGIDOS



Teniendo presente lo anterior, vemos que la estación de bombeo, del presente proyecto, es del tipo de estación con Motor instalado en Cámara Seca y Bomba instalada en cámara Húmeda.

Considerando su capacidad y método constructivo utilizado; Estación de bombeo de aguas residuales tipo Convencional Grande, del cual proviene el título del presente proyecto.

### 3.4. Diseño Estructural y Arquitectónico.

#### 3.4.1. Consideraciones para el Diseño Estructural.

Para la estación de bombeo en el que será del tipo convencional, es decir, diseñado a la medida y construido in situ, el diseño estructural deberá estar a cargo de un ingeniero especializado en estructuras para el cual deberá diseñar un proyecto individual específico de estructuras de la estación de bombeo.

El diseño deberá considerar aspectos concernientes a larga vida y además en lo que corresponde a espacios diseñados adecuadamente para reunir los requisitos de cada instalación específica ( cámara seca, cámara húmeda, cámara de rejillas, etc. ). Las obstrucciones en pisos, paredes y techos deberán cubrirse en forma segura y con cuidado para evitar que puedan causar daño al personal de operación, Además, el equipo y los accesorios en la estación de bombeo, deberán estar colocados en forma tal que permitan el fácil acceso y el espacio necesario para el uso de he

ramientos en el mantenimiento, y para renovación y reemplazo de equipo cuando sea necesario.

Las dimensiones en la estación de bombeo son las siguientes :

Para el pozo húmedo, el volumen entre el nivel mínimo al nivel máximo la altura de agua es 3.504 m. ( según cálculo ). Del nivel mínimo de agua 1.50m. al fondo de la cámara húmeda, por recomendaciones, del catálogo de bombas. Del nivel máximo .30m para arriba al ducto de rebose. La altura del rebose es .70m. Del borde superior del ducto de rebose .60m a la cara inferior del piso de la cámara seca. Tener presente la inclinación de 1, 5 : 1 en el fondo de la cámara húmeda a 1 m. distante horizontalmente de la campana de succión de la bomba.

La cámara húmeda estará dividida en 5 compartimientos de  $4 \times 4 \text{ m}^2$  de área, provistas cada uno de compuertas de aislamiento y acceso de .70x .70 m para fines de limpieza o mantenimiento, además de la abertura requerida para el eje de la bomba que según catálogo debe ser 1.20 para este caso. La estructura diseñada deberá considerar el peso propio, empuje de tierra así como el peso del equipo de bombeo en conjunto con sus accesorios, válvulas y piezas especiales, etc., además de criterios propios de diseño. La cámara seca tendrá un área interior de  $12 \times 21 \text{ m}$ . con una altura de 9 m que es espacio suficiente para los motores y la disposición de las tuberías, válvulas, piezas especiales y accesorios.

Se proyectan 5 accesos de  $2 \times 2 \text{ m}^2$  ( provistos de tapas ) al canal de rebose, que servirá también como drenaje en caso de fuga de agua en la cá -

mara seca. A .60m del piso de la cámara seca, exactamente ubicado - en el centro del acceso 2 x 2 m se proyecta tuberías de ventilación.

La estación de Bombeo cuenta aparte de cámara húmeda y cámara seca, - de 4 cámaras de rejillas gruesas de 1.4m de ancho c/u antecedido de un ca- nal de distribución que tiene la función de recibir todo el desagüe que en- tra a la estación y distri buirlo a las 4 cámaras de rejillas. Cada cámara de rejillas estará provista de compuertas.

Aguas abajo de cada cámara de rejillas se ubicará un desarenador cuyo regu- lador de velocidad será un medidor Parshall para cada uno. Cada canal desarenador estará dividido de dos compartimientos de 1.5 x 16 m x m ca- da uno provisto de compuertas en la entrada y salida.

Los canales de las rejillas de limpieza mecánica de ancho 1.40 m dispues- tos en un espacio techado para la protección del equipo, como se indicó anteriormente. Las consideraciones de ubicación afectan la selección - del sitio para la estación de bombeo. Por esta razón, antes de que se - inicie el diseño estructural de la obra, es siempre buena práctica inves- tigar las condiciones sub- superficiales del sitio propuesto para la cons- trucción de la estación. El propósito de la investigación de los suelos - es determi nar, dentro de límites prácticos, el perfil y las propiedades - físicas de los suelos que yacen bajo la superficie del sitio, de forma - que se pueda escoger la aclimatación más adecuada, La exploración de los suelos puede también definir algunas características químicas del - suelo y la condición del nivel freático. La información del nivel freá -

tico se usará en el diseño del drenaje o sistema de desagüe de la estructura. La condición del nivel freático también se usa en el diseño de la fundación. Para que los programas de investigación resulten de utilidad a los diseñadores de la fundación, éstos deberán planearse y supervisarse por un geólogo calificado, capaz de analizar e interpretar los datos y obtener los resultados.

Se dispone en un cuarto de control en donde se acomodan los instrumentos de control necesarios y dispositivos eléctricos. La sub-estructura de la estación se construye de hormigón reforzado. El piso de operación, los motores y el equipo eléctrico generalmente deberían ubicarse sobre el nivel de inundación. Para evitar filtraciones, las paredes exteriores, bajo el nivel del terreno, deberán impermeabilizarse. Finalmente, la superestructura se diseñará de forma que armonice con los alrededores.

Para inspección y mantenimiento, tanto del foso húmedo como del seco, se proyectan accesos adecuados, tapas, escalones, seguros. El diseño incluye también medios sencillos para sacar de la estación de bombeo el equipo necesario instalado, para ello se incluye instalar un monorraíl o una grúa viajera para sacar las piezas pesadas.

#### 3.4.2. Protección Estructural.

Las estaciones de bombeo de aguas residuales están constantemente expuestas a varias condiciones corrosivas. Estas condiciones pueden clasificarse como sigue:



1. Exposiciones sumergidas y parcialmente sumergidas. Las aguas residuales contienen varios productos químicos y electrolitos que pueden atacar o corroer los materiales en contacto con ellos. La corrosión más severa ocurre a menudo en la línea de agua, la cual está sumergida sólo parte del tiempo.
2. Exposición a la atmósfera húmeda interior. La atmósfera de la estación de bombeo contiene hidrógeno sulfurado, dióxido de carbono, dióxido de azufre y en ocasiones vapor de ácidos orgánicos. Estos agentes son corrosivos en atmósferas húmedas.
3. Exposición a la intemperie, La humedad, y los rayos del sol causarán deterioro a la estructura de la estación de bombeo.

Las medidas de protección que se usan para retardar o evitar el deterioro de la estructura incluyen la aplicación de forros de cloruro de vinilo, lasetas de placas forradas, pinturas de goma y una variedad de pinturas resistentes a la corrosión.

### 3.4.3. Consideraciones Arquitectónicas.

La distribución de la estación de bombeo, el diseño del cuarto y las características de seguridad, deberán cumplir con los requisitos de los códigos y disposiciones del Reglamento Nacional de Construcciones.

El diseño de la superestructura deberá estar en armonía con los alrededores. En la estación de bombeo se diseñan cuartos de ducha y baños para

uso del personal que atiende a la estación.

#### 3.4.3.1. Alumbrado.

Se instalará iluminación adecuada con los interruptores de luz colocados convenientemente. Se deberán evitar áreas brillantes u oscuras en las cercanías de las máquinas y en los huecos del piso. Los fosos profundos deberán tener dispositivos de iluminación a varios niveles. Todos los dispositivos de alumbrado deben colocarse de tal manera que su mantenimiento no cause problemas.

#### 3.4.3.2. Drenaje del Edificio.

Para asegurar un drenaje adecuado del edificio se dará una pendiente mínima en el piso de 1cm/M ( 1/8 de pulgada por pie ). La estación también tendrá drenes de piso suficientes, tanto en tamaño como en cantidad. Estos drenes se ubicarán en los puntos bajos o en lugares donde el agua usada pueda recogerse fácilmente. Se usarán sumideros de drenaje en fosos secos para recoger el agua. Las bombas de sumidero estarán equipadas con interruptores que actúen por nivel, para transferir el drenado automáticamente al foso húmedo. Para impedir el refl ujo del caudal hacia el sumidero, se instalarán válvulas de retención en la línea de descarga de la bomba independiente, la cual descarga al foso húmedo en un punto más alto que el nivel máximo de diseño.

### 3.4.3.3. Decoración y Terminación.

Las superficies interiores de la estación de bombeo serán de materiales que puedan lavarse y limpiarse repetidamente sin que se deterioren. Las consideraciones iniciales, de formas de prevenir la retención de bombeo, pueden disminuir los problemas futuros de olores. La composición de la superficie, así como el color, pueden afectar la retención de olor.

### 3.4.3.4. Verja.

La estación de bombeo y las obras asociadas se protegerán con verjas para evitar el vandalismo. La verja y portones se equiparán con alambre de púas, pero las púas apuntarán en la dirección que lo determinen los reglamentos locales. La verja cubrirá un área de 2613m<sup>2</sup> (39x67)

### 3.4.3.5. Paisajismo

La estación de bombeo deberá sembrarse para lograr una apariencia de las obras que esté de acuerdo con los alrededores. Además, si se ubica en la vecindad de un área residencial, la instalación de una zona amortiguadora a base de arbustos de 2,5 metros ( 8 pies ) de alto, ayudará a reducir las quejas por ruido, haciendo la estación de bombeo más aceptable a los vecinos.

## 3.4.4. Consideraciones de Construcción

### 3.4.4.1. Excavaciones.

El trabajo de excavación se hará siempre con mucho cuidado para proteger a los obreros y el equipo de los riesgos por paredes sin apuntalar. Los lados alrededor de la excavación se protegerán contra deslizamiento

# CAPITULO IV

## DISEÑO MECANICO

### 4.1 Rejillas o Cribas.

Son dispositivos constituídos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas.

Las barras pueden ser rectas o curvadas.

#### 4.1.1 Propósito.

Retener sólidos gruesos, de dimensiones relativamente grandes, que estén en suspensión o flotantes y con ello evitar que las bombas se obstruyan. Las rejillas deberán diseñarse para retener sólo los sólidos de un tamaño que interfiera con la operación de la bomba.

#### 4.1.2 Instalación.

Las rejillas deberán instalarse en una cámara con ventilación y separada atmosféricamente del foso húmedo. Debe estar bien iluminada y que esté convenientemente accesible al personal de operación.

Para fines de limpieza deberá proveerse agua a presión. Equipo que ahorre trabajo en el manejo de los residuos es también importante.

Deben incluir canales de desvío con vertedores de rebose o algún tipo de arreglo equivalente, que funcione automáticamente para limitar la diferencia de carga de las rejillas y que evite que el canal se inunde en caso que falle la limpieza de las mismas o que el flujo hidráulico -

sea excesivo.

Es deseable instalar rejillas múltiples para permitir un cribado satisfactorio dentro de la variación total de flujo a la cual está sujeta la estación de bombeo.

#### 4.1.3 Manejo de los Residuos.

La forma más conveniente de deshacerse de los sólidos retenidos provenientes de las aguas residuales, ya sea por incineración o por acarreo a un vertedero sanitario o el triturar, desmenuzar o macerar los residuos luego regresarlos a la corriente de aguas residuales, es de acuerdo a las condiciones especiales de cada estación de bombeo instalada.

#### 4.1.4 Tipos de Rejillas.

Su clasificación es de acuerdo al sistema de limpieza y pueden ser :

- Rejillas de limpieza manual.
- Rejillas de barras de limpieza mecánica.

##### 4.1.4.1 Rejillas de Limpieza Manual.

Usualmente se fabrican de barras de acero con secciones transversales de 6 a 10 mm. por 50 a 80 mm.

Las barras se colocan en paralelo en posición de igual espaciamiento, con una placa plana a través de sus extremos inferiores y con -

barras horizontales espaciadoras, soldadas a la cara aguas abajo de las rejillas, estas barras horizontales se diseñarán para que no interfieran con el raspado de la rejilla, y la barra inferior estará sobre el área normal del flujo de la rejilla.

Las rejillas de limpieza manual se inclinarán 30 a 45 grados con la horizontal ( Ver Figura 4.1 ).

Las rejillas grandes, con aberturas comprendidas entre 3.7 a 7.5 cm. se usan para proteger, las bombas, los dispositivos de dosificación, los conductos y las válvulas contra objetos grandes, como pedazos de madera y animales muertos. La cantidad de materiales recogidos de las rejillas grandes es variable y generalmente pequeña.

Las rejillas de tipo medio, con aberturas de 6mm a 5.0cm preparan las aguas para paso a través de las bombas, los dispositivos de dosificación y los dispositivos de tratamiento.

Debido a la acumulación de sólidos en la rejilla, el piso del canal de la rejilla estará por lo menos 15 cm por debajo de la solera de la alcantarilla de entrada para permitir alguna pérdida de carga sin que se afecte el flujo en la tubería.

FIG.4.1 Rejillas de barra de manual.

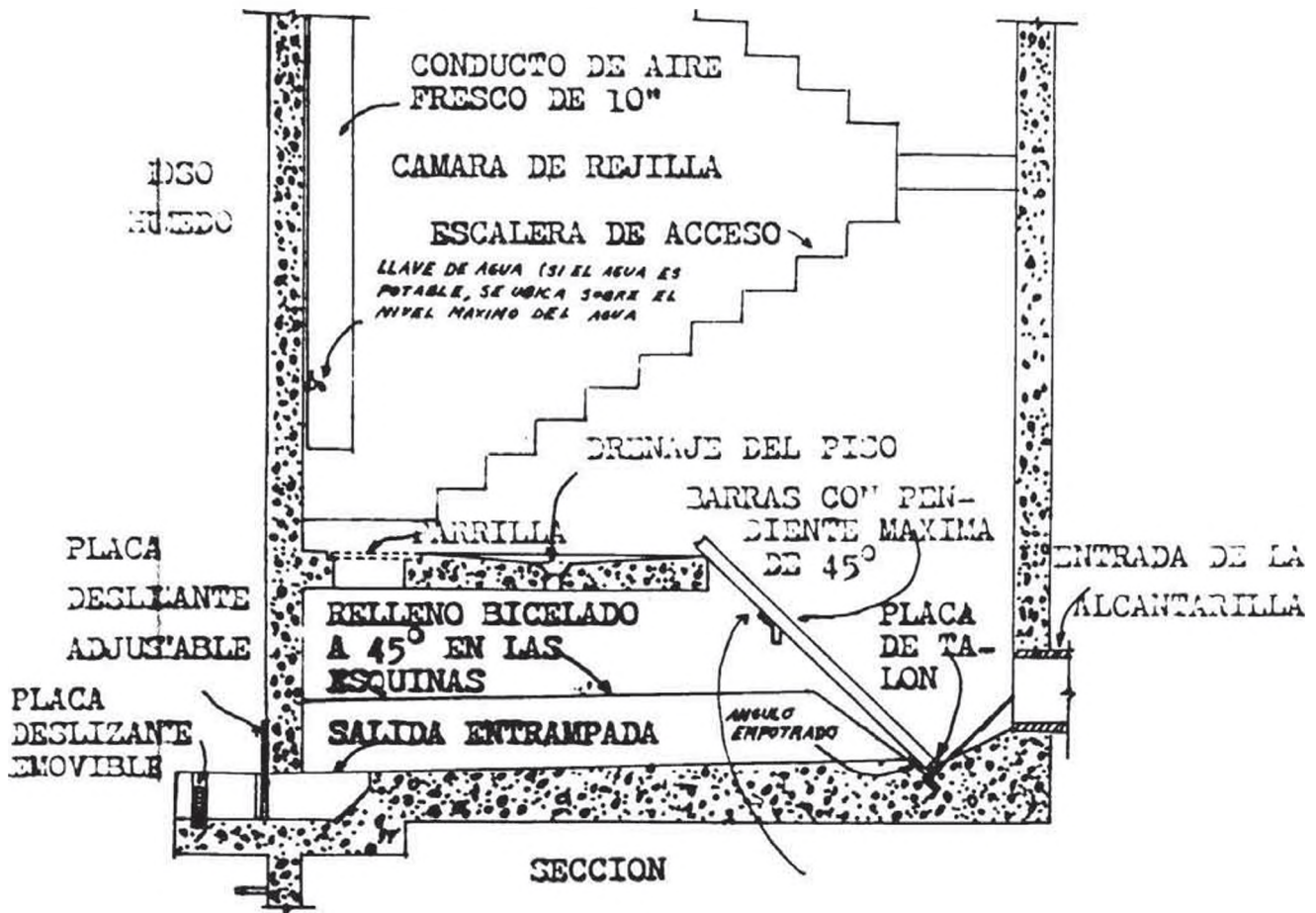
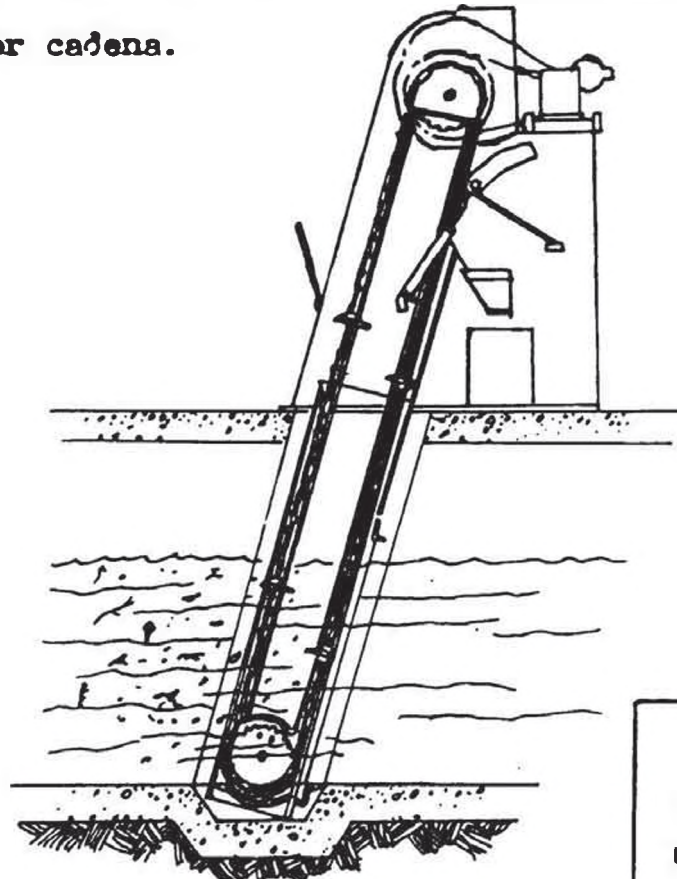


FIG.4.2 Rejillas de barras de limpieza frontal, operadas por cadena.



TOCADO DE: DESIGN OF WASTEWATER AND STORM WATER PUMPING STATIONS MANUAL OF PRACTICE N° FD-4 CEPIS

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-II

#### 4.1.4.2 Rejillas de Barras de Limpieza Mecánica.

##### 4.1.4.2.1 Diseño.

Las rejillas de barras de limpieza mecánica serán diseñadas y suministradas por el fabricante del artefacto de rastrillar para asegurar compatibilidad con el equipo. En el diseño se especifica el tamaño de los espacios entre barras de las rejillas y la altura del tope de la rejilla sobre el piso del canal donde estará colocada. Usualmente cerca de 0.6 m. sobre el nivel máximo de agua esperado en el canal de aproximación.

##### 4.1.4.2.2 Controles.

Siempre se le proporciona al operador un control manual para el mecanismo de rastrillar. La mayoría de las instalaciones, sin embargo, tienen controles automáticos para asegurar la limpieza de las rejillas. Para máxima flexibilidad en la selección del número de operaciones de limpieza por día y el número de pasadas que se darán a las rejillas por operación de limpieza, regularmente se usa una combinación de programa y control de ciclo de tiempo.

En la rejilla sólo se requiere un botón de parada y un interruptor selector de operación manual o automática.



#### 4.1.4.2.3 Cubierta.

El control de los ores puede también influir en el diseño de la caseta. Los sólidos recogidos de las rejillas serán transportados para su disposición final, para el cual la caseta debe tener facilidades para que puedan ser transferidos al vehículo de acarreo.

#### 4.1.4.2.4 Operación de Emergencia.

La falla del equipo de raspado independiente de las bombas, requiere acción correctiva. El mejor procedimiento consiste en desviar el flujo a una unidad de reserva de rejillas de limpieza mecánica, si es que existe una. Puede ser necesario llevar a cabo una limpieza manual si su reparación no se termina antes de que ocurra una obstrucción indeseable.

#### 4.1.4.3 Rejillas de Limpieza Frontal.

Las rejillas de limpieza frontal pueden tener barras curvas o rectas. Las rejillas de barras rectas son verticales o inclinadas 60 a 75 grados respecto a la horizontal. La limpieza mecánica se hace por barras que atraviesan las rejillas con un rascador. El rascador se mueve ya sea por medio de terminales de cadenas ( Figura 4.2 ) o por cables ( Figura 4.3 ), las cuales bajan el rascador al fondo del canal hasta perder contacto con las rejillas, tirando luego hacia arriba después de hacer contacto con las barras.

FIGURA 4.3 REJILLAS DE BARRA DE LIMPIEZA  
FRONTAL, OPERADAS POR CABLE



#### 4.1.4.4 Rejillas de Limpieza Posterior.

Las rejillas de limpieza posterior ( Figura 4.4 ) tienden a evitar el problema de atascamiento que tienen las rejillas de limpieza frontal, debido a que todo lo del mecanismo está detrás ( aguas abajo ) de las barras. Dientes relativamente largos, se introducen completamente a través de las barras proyectándose varias pulgadas y enganchan los sólidos al frente de las rejillas.

#### 4.1.4.5 Rejillas Viajeras.

Consistente por lo regular en una banda vertical sin fin de malla de alambre o cualquier otro medio similar. La limpieza que se proporciona, usualmente, es a base de chorros de agua a presión y escobillas giratorias en las cercanías del eje principal.

### 4.1.5 Diseño de Rejillas.

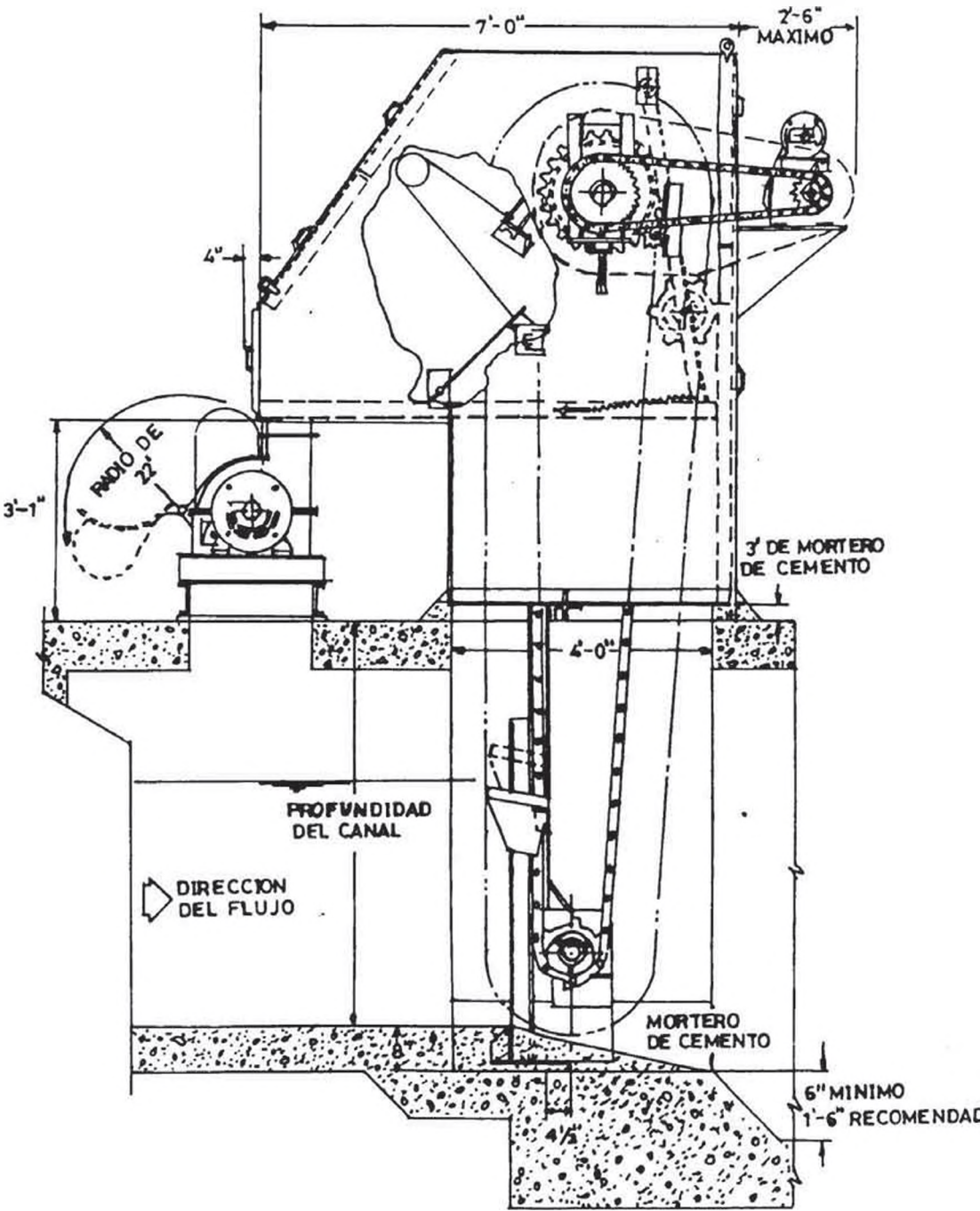
#### 4.1.5.1 Diseño de Rejas gruesas de limpieza manual.

La estación de bombeo tendrá 4 unidades de rejas, dispuestas una para cada Desarenador.

##### 4.1.5.1.1 Caudal de Diseño.

Para el diseño de la cámara de rejas se considerará las fluctuaciones del caudal de desagüe que entra a la Estación de bombeo.

FIGURA 4.4 REJILLAS DE BARRAS DE LIMPIEZA POSTERIOR, OPERADAS POR CADENAS



Se tomará como caudal máximo  $Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

(ver capítulo 1.6.3).

El caudal mínimo será:  $Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$

que se obtiene así:

$$Q_{\text{mín}} = Q_p \cdot K_h \text{ mín.} \cdot K_d \text{ mín.} = 2.60 \times 0.55 \times 0.80 = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En el texto Ingeniería Sanitaria Redes de Alcantarillado y bombeo de aguas residuales, METCALF & EDDY, INC., se tiene la siguiente tabla:

Factores utilizados para la estimación del caudal mínimo

Caudal medio $\text{m}^3/\text{s}$	Factor de caudal mínimo
0.05	0.25
0.5	0.35
2.5	0.45
5.0	0.50

Se observa en la tabla anterior que para un caudal medio de  $2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , el factor cercano es 0.45, valor que se aproxima bastante al producto de  $0.55 \times 0.80 = 0.44$ , es por esto que se toma el caudal mínimo obtenido. En consecuencia, los

caudales de diseño para cada unidad de cámara de rejillas se rá :

$$Q_{\text{máx}} = \frac{2.60}{4} = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{mín}} = \frac{1.14}{4} = 0.285 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

#### 4.1.5.1.2 Espesor de las Barras y Separación entre Barras.

Para la separación entre las barras , tomaremos en cuenta - las recomendaciones que se presentan en el texto, Alcantaril lado y Tratamiento de Aguas Negras por Harold E. Babbitt expuestas en el acápite 4.1.4.1, de cuyo rango tomaremos - la separación de 5.0 cm.

En cuanto al espesor de las barras tomaremos  $t = 1/2$ " que es el más común para rejillas gruesas.

En consecuencia se tomará :

$$a = 5.0 = 2" \text{ ( Separación entre barras )}$$

$$t = 1/2" \text{ ( Espesor de las barras )}$$

#### 4.1.5.1.3 Cálculo Hidráulico del Canal de Rejas.

Para el cálculo del tirante, la base y la pendiente del canal rectangular de la cámara de rejillas, fijaremos la velocidad - del agua a través de las barras.

IMHOFF, K. en su Manual de tratamiento de aguas residuales, recomienda una velocidad mínima de 0.60 m/seg a través de las barras limpias, velocidad que es aconsejable, pues con este límite mínimo de velocidad, se evitará el aumento indeseable de material retenido así como la sedimentación de la arena en el canal de acceso.

Entonces  $V_r = 0.60$  m/seg.

Probando para Caudal Mínimo en las rejillas.

$$A_r = \frac{Q_{\text{mín}}}{V_r} = \frac{0.285}{0.6} = 0.475 \text{ m}^2 \text{ (área útil)}$$

Aguas Arriba de las Rejas con Caudal Mínimo

$$A_{ar} = \frac{A_r}{E} \quad (\text{AZEVEDO NETTO, J.M. \& HESS, M.L. Tratamiento de aguas residuales})$$

$$E = \frac{a}{a + t}$$

$$t = 1/2'' \quad E = \frac{2''}{2'' + 1/2''}$$

$$a = 2''$$

$$E = 0.800$$

$$A_{ar} = \frac{0.475}{0.800} = 0.59375 \text{ m}^2 = b.y = 1.40 \times y$$

$$y = 0.424 \text{ m}$$

$$V_{ar} = \frac{Q_{\text{mín}}}{A_{ar}} = \frac{0.285}{0.59375}$$

Var = 0.48 m/seg ( velocidad aguas arriba en las rej as ).

Cálculo de la Pendiente del Canal de las Rejas.

$$Q = A.V$$

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (\text{Manning})$$

$$Q = \frac{A.R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

De donde se obtiene :

$$S = \left( \frac{Q \cdot n}{A \cdot R^{2/3}} \right)^2$$

$$A = 0.59375 \text{ m}^2$$

$$n = 0.013$$

$$R = \frac{0.59375}{1.4 + 2 \times 0.424} = 0.26412 \quad (\text{Radio Hidráulico})$$

$$Q = 0.285 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = \left( \frac{0.285 \times 0.013}{0.59375 \times (0.26412)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0.23\% \text{ } \infty$$

Chequeo de lo que ocurre para el Caudal Máximo

$$A = b \cdot y = 1.4 \times y$$

$$R = \frac{b \cdot y}{b + 2y} = \frac{1.4 \times y}{1.4 + 2 \times y}$$



$$Q = \frac{A.R^{2/3} . S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.00023$$

$$n = 0.013$$

Reemplazando valores :

$$0.65 = 1.4y \left( \frac{1.4y}{1.4 + 2y} \right)^{2/3} (0.00023)^{1/2} \frac{1}{0.013}$$

Efectuando se obtiene :

$$\frac{y^{5/2}}{1.4 + 2y} = 0.212194$$

$$y = 0.845 \text{ ( para } Q_{\text{máx}} \text{ aguas arriba de las rejillas )}$$

$$A = b.y = 1.4 \times 0.845 = 1.183 \text{ m}^2$$

$$V' = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} = \frac{0.65}{1.183} = 0.549 \text{ m/seg}$$

$$A = 1.183 \text{ m}^2 \quad E = 0.800$$

$$V' = 0.549 \text{ ( Velocidad aguas arriba de las rejillas de } Q_{\text{máx}} \text{ )}$$

$$V = \frac{V'}{E} \text{ ( Velocidad a través de las rejillas para } Q_{\text{máx}} \text{ )}$$

$$V = \frac{0.549}{0.800} = 0.686 \text{ m/seg}$$

### Cálculo de la Pérdida de Carga.

#### a. Fórmula de pérdida de carga de KIRSHMER

$$h_{fi} = K \cdot \left( \frac{t}{a} \right)^{4/3} \cdot \text{Sen } B \cdot \frac{v^2}{2g}$$

K = factor que depende de la forma de la sección de las barras

- sección rectangular : K = 2.42

- sección circular : K = 1.79

a = abertura o espaciamiento entre las barras

t = espesor de las barras ( a y t deben estar expresados en la misma unidad )

B = ángulo que las barras hacen con la horizontal

v = velocidad aguas arriba de la reja ( m/seg )

g = aceleración gravitacional ( 9.8 m/seg<sup>2</sup> )

$h_{fi}$  = pérdida de carga en metros

Se tiene :

K = 2.42

a = 2"

t = 1/2"

B = 45° ( inclinación recomendada )

v = 0.686 m/seg.

SPESOR DE LA BARRA (t)	VALORES $E = \frac{a}{a+t}$		
	a = 3/4"	a = 1"	a = 1.1/4"
1/4"	0.750	0.800	0.834
5/16"	0.730	0.768	0.803
3/8"	0.677	0.728	0.770
7/16"	0.632	0.696	0.741
1/2"	0.600	0.667	0.711








VALORES DE "B" FACTOR DE FORMA DE LA BARRA APICADO EN LA FORMULA DE PERDIDA DE CARGA DE KIRSHMER DETERMINACION DE LA PERDIDA DE CARGA

1.- Formula de Metcalf Eddy

$$h_f = \frac{V^2 - V_0^2}{2g} \times \frac{1}{0.7}$$

2.- Formula de Kirshmer:

$$h_f = B \left( \frac{t}{a} \right)^{4/3} \text{ Sen } \alpha \frac{V_0^2}{2g}$$

SECCION	B
	2.42
	1.83
	1.79
	1.67
	1.03
	0.92
	0.76

- V = Velocidad entre las aberturas m/seg
- V<sub>0</sub> = Velocidad aguas arriba m/seg
- α = Angulo de inclinacion de la reja
- t = Espesor de la barra (m)
- a = Espaciamiento entre rejas (m)
- B = Factor de forma

DIRECCION DE MOVIMIENTO  
→

$$h_f \text{ total} = h_{f1} + h_f(t)$$

$$h_f(t) \leq 30 \text{ m.}$$

$$h_{fi} = 2.42 \left( \frac{1/2''}{2''} \right)^{4/3} \text{ Sen } 45^\circ \frac{(0.686)^2}{2 \times 9.8}$$

$$h_{fi} = 0.65 \text{ cm.}$$

b. Fórmula de pérdida de carga de METCALF & EDDY

$$h_{fi} = 1.143 \frac{V^2 - v^2}{2g}$$

$h_{fi}$  = pérdida de carga en metros.

$g$  =  $9.8 \text{ m/s}^2$ .

$V$  = Velocidad a través de las barras (m/seg)

$v$  = velocidad aguas arriba de las rejillas (m/seg)

Se tiene :

$$V = 0.686 \text{ m/seg} \quad V' = 2V (50 \% \text{ sucia})$$

$$v = 0.549$$

$$V' = 2 \times 0.686 = 1.372$$

$$h_{fi} = 1.143 \left( \frac{1.372^2 - 0.549^2}{2 \times 9.8} \right)$$

$$h_{fi} = 9.2 \text{ cm.}$$

Tomo la más desfavorable :

$$h_{fi} = 0.092 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ total}} = h_{fi} + h_f(t) \quad h_f(t) = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ total}} = 0.092 + 0.300 = 0.392 \text{ m.}$$

Cálculo del Número de Barras

$$n = \text{No. de barras} = \frac{b}{a + t} + 1$$

$$b = 1.40 \text{ m.}$$

$$a = 2" = 0.0508 \text{ m.}$$

$$t = 1/2" = 0.0127 \text{ m.}$$

$$n = \frac{1.40}{0.0508 + 0.0127} + 1$$

$$n = 23 \text{ barras.}$$

4.1.5.2 Diseño de Rejillas de Limpieza Mecánica .

Se tendrá 4 unidades de rejillas de limpieza mecánica, una inmediatamente después de cada desarenador ( Medidor Parshall ).

4.1.5.2.1 Caudal de Diseño.

Serán las mismas utilizadas en el diseño de las rejillas gruesas de limpieza manual.

4.1.5.2.2 Espesor de las Barras y Separación entre Barras.

Tomaremos en cuenta los consejos del Ing. Juan C. Olmedo de su texto : Diseño simplificado de estaciones de bombeo de aguas negras que dice : "Las rejillas pueden ser limpiadas mecánicamente, en cuyo caso la inclinación puede ser de 60°

a 90° y el espacio libre entre las barras puede ser de 1".

Adoptaremos : a = 1" y t = 1/2"

#### 4.1.5.2.3 Cálculo Hidráulico del Canal de Rejillas.

Fijaremos la velocidad :  $V_r = 0.60 \text{ m/seg}$  ( entre barras )

Probando para Caudal Mínimo .

$$A_r = \frac{Q_{\text{mín}}}{V_r} = \frac{0.285}{0.6} = 0.475 \text{ m}^2 \text{ ( área útil )}$$

$$A_{ar} = \frac{A_r}{E}$$

$$E = \frac{a}{a + t} = \frac{1''}{1'' + 1/2''} = 0.667$$

$$A_{ar} = \frac{0.475}{0.667} = 0.712 \text{ m}^2$$

$$A_{ar} = b \cdot y = 0.712 \text{ m}^2$$

tomando  $b = 1.4 \text{ m}$

$$A_{ar} = 1.4y = 0.712 \text{ m}^2$$

$$y = 0.509 \text{ m} \text{ ( tirante aguas arriba de la reja )}$$

$$V_{ar} = \frac{Q_{\text{mín}}}{A_{ar}} = \frac{0.285}{0.712} = 0.40 \text{ m/seg.}$$

$$V_{ar} = 0.40 \text{ m/seg} \text{ ( velocidad aguas arriba de la reja )}$$

Cálculo de la Pendiente del Canal de Rejillas

Se tiene :

$$S = \left( \frac{Q \cdot n}{A \cdot R^{2/3}} \right)^2$$

$$A = 0.712 \text{ m}^2$$

$$n = 0.013$$

$$Q = 0.285 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$R = \frac{0.712}{1.4 + 2 \times 0.509} = 0.29446 \text{ ( Radio Hidráulico )}$$

$$S = \left( \frac{0.285 \times 0.013}{0.712 ( 0.29446 )^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0.14 \text{ ‰}$$

Chequeo de lo que ocurre para el caudal máximo.

$$A = 1.4 y$$

$$R = \frac{1.4 y}{1.4 + 2y}$$

$$Q = 0.650 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.00014$$

$$n = 0.013$$

Reemplazando valores en la siguiente expresión :

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Se tiene :

$$0.65 = \frac{1.4 y \left( \frac{1.4 y}{1.4 + 2y} \right)^{2/3} ( 0.00014 )^{1/2}}{0.013}$$

Efectuando se obtiene :

$$\frac{y^{5/2}}{1.4 + 2y} = 0.26024$$

$$y = 0.938 \text{ m ( tirante aguas arriba de la rejilla para } Q \text{ máx )}$$

$$A = b \cdot y \quad b = 1.40 \text{ m} \quad y = 0.938 \text{ m}$$

$$A = 1.4 \times 0.938 = 1.3132 \text{ m}^2 \text{ ( área aguas arriba )}$$

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} = \frac{0.65}{1.3132} = 0.495 \text{ m/s}$$

$$V = 0.495 \text{ m/seg ( velocidad aguas arriba de la rejilla para } Q_{\text{máx}} \text{ )}$$

$$V_r = \frac{V}{E} \quad E = 0.667$$

$$V_r = \frac{0.495}{0.667} = 0.742 \text{ m/seg.}$$

$$V_r = 0.742 \text{ m/seg ( velocidad a través de las rejillas para } Q \text{ máx )}$$

Cálculo de la Pérdida de Carga.

a. Fórmula de pérdida de carga de KIRSHMER

$$h_{fi} = K \cdot \left( \frac{t}{a} \right)^{4/3} \cdot \text{Sen } B \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$K = 2.42 \text{ ( sección rectangular )}$$



$$t = 1/2''$$

$$a = 1''$$

$$B = 75^\circ \text{ ( inclinación recomendada por los diferen - } \\ \text{tes textos para rejillas de limpieza mecá - } \\ \text{nica )}$$

$$v = 0.742 \text{ m/seg.}$$

Reemplazando en la fórmula de  $h_{fi}$

$$h_{fi} = 2.42 \left( \frac{1/2''}{1''} \right)^{4/3} \text{ Sen } 75^\circ \frac{(0.742)^2}{2 \times 9.8}$$

$$h_{fi} = 0.026 \text{ m}$$

b. Fórmula de pérdida de carga de ME TCALF & EDDY

$$h_{fi} = 1.143 \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right)$$

$$V = 2 \times 0.742 = 1.484 \text{ m/seg ( 50\% sucia )}$$

$$v = 0.495 \text{ m/seg}$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$h_{fi} = 1.143 \left( \frac{1.484^2 - 0.495^2}{2 \times 9.8} \right)$$

$$h_{fi} = 0.114 \text{ m}$$

$$h_f \text{ total} = h_{fi} + h_f(t) \quad h_f(t) = 0.30 \text{ m}$$

$$h_f \text{ total} = 0.114 + 0.300$$

$$h_f \text{ total} = 0.414 \text{ m.}$$

Cálculo del Número de Barras

$$n = \text{No. de barras} = \frac{b}{a + t} + 1$$

$$b = 1.40 \text{ m}$$

$$a = 1'' = 0.0254 \text{ m}$$

$$t = 1/2'' = 0.0127 \text{ m}$$

$$n = \frac{1.40}{0.0254 + 0.0127} + 1$$

$$n = 37 \text{ barras}$$

4.2 Equipo de Bombeo.

Los tipos de bombas más frecuentemente usados en estaciones de bombeo de aguas residuales, son las centrífugas y las unidades de desplazamiento positiva.

4.2.1 Bombas Centrífugas.

4.2.1.1 Aspectos del Diseño Hidráulico.

La bomba centrífuga tiene dos componentes principales, el impulsor - que acelera centrífugamente la masa del líquido y la carcasa que - convierte la carga de velocidad en carga de presión por difusión. La bomba centrífuga genera carga cinéticamente.

La relación entre el funcionamiento de una bomba y su forma física se clasifica por un número llamado velocidad específica :

$$N_s = \frac{N \cdot Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$N_s$  = velocidad específica

$N$  = velocidad de rotación, RPM

$Q$  = Caudal de bombeo, lt/min

$H$  = Carga total de la bomba, m

#### 4.2.1.2 Cavitación.

La cavitación ocurre cuando la presión en la corriente del flujo alcanza la presión de vapor de agua. Ocasiona daño físico al impulsor por la erosión del metal y reduce la eficiencia de la bomba.

La cavitación en las bombas se evita proporcionando una sumergencia adecuada de acuerdo a las limitaciones de la bomba.

La carga neta de succión positiva (NPSH) es el término usado por la industria para describir las características de cavitación de la bomba.

$$\text{NPSH} = h_{\text{baro}} - h_{\text{vp}} + h_s$$

Donde :

$h_{\text{baro}}$  = Presión barométrica media

$h_{\text{vp}}$  = Presión de vapor

$h_s$  = Carga de succión

#### 4.2.1.3 Definiciones.

##### 4.2.1.3.1 Datum.

La altura de succión, carga de succión y altura total de descarga, están tomados con referencia a un plano conocido. Para bombas de eje horizontal, es la elevación de la línea de centro del eje. Para bombas de eje vertical, es la elevación del ojo de entrada del primer impulsor.

##### 4.2.1.3.2 Altura de Succión ( $h_s$ )

Existe donde la carga total de succión está por debajo de la presión atmosférica.

##### 4.2.1.3.3 Carga de Succión.

Existe cuando la carga total de succión está sobre presión atmosférica. ( $h_s$ )

# INTERRELACIONES DE LA CARGA DE LA BOMBA

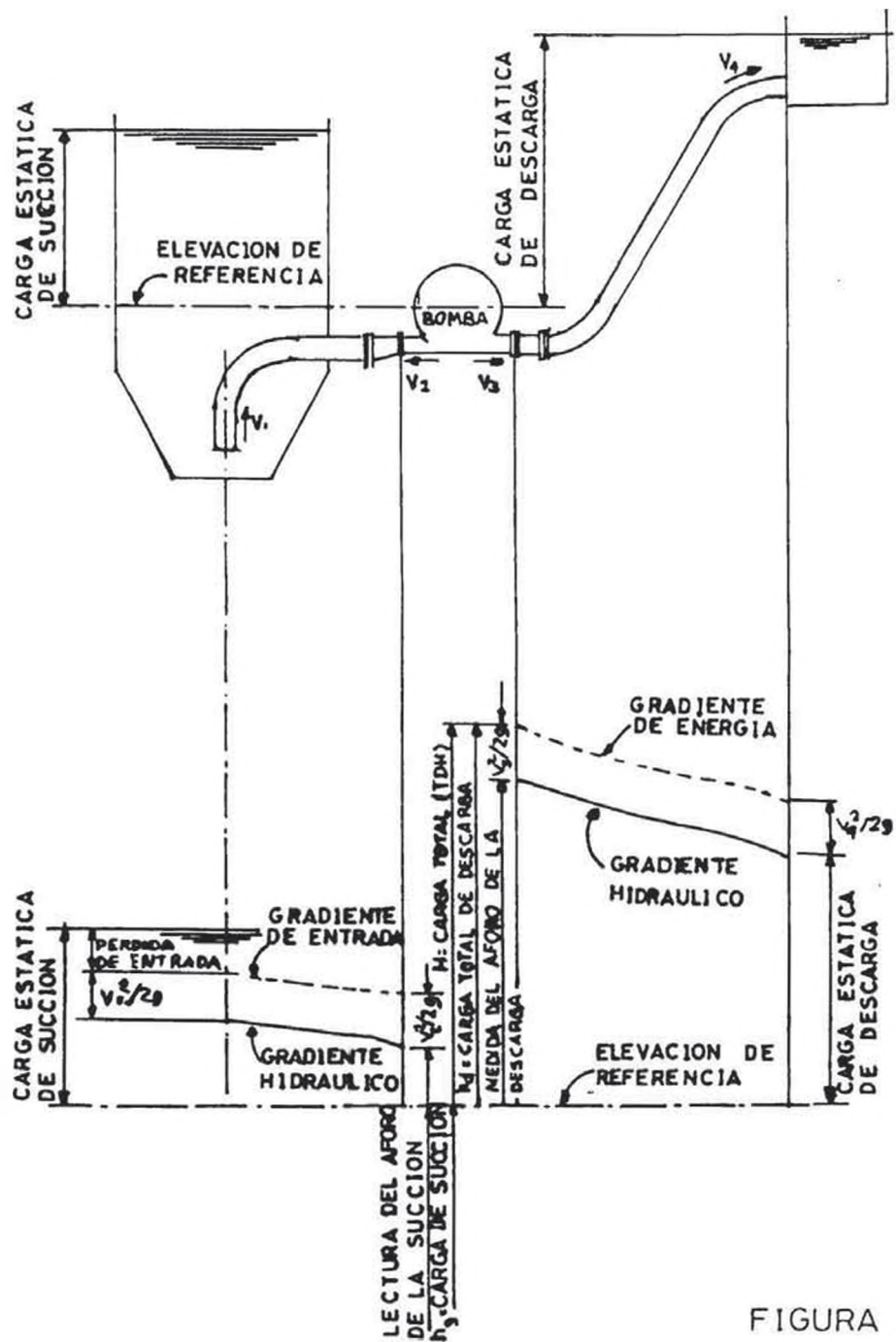


FIGURA 4.6

TOMADO DE:  
DESIG OF WASTEWATER  
AND STORM WATER  
PUMPING STATIONS  
MANUAL OF PRACTICE  
Nº FD-4  
CEPIS

**UNI**  
**TESIS DE GRADO**  
BACHILLER:  
**HUAMAN MITMA**  
**PORFIRIO CIRILO**  
PROMOCION 84-II

4.2.1.3.4 Altura total de Descarga.

Es la lectura de un medidor de presión en la descarga en m.c. del líquido, más la carga de velocidad en el punto donde está instalado el medidor. (hd)

4.2.1.3.5 Carga Total ( H ).

Es la diferencia algebraica entre las energías totales en la succión y la descarga de la bomba.

4.2.1.3.6 Eficiencia de la Bomba.

Es igual a la potencia en el líquido que se está bombeando dividido entre la potencia de entrada a la bomba.

4.2.1.4 Leyes de Afinidad.

Cuando se cambian las revoluciones por minuto de una bomba centrífuga, en tanto que la cavitación no ocurra, el comportamiento sigue las leyes de afinidad, y la velocidad específica se mantiene igual.

Las cinco leyes de afinidad son :

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{N_2}{N_1}$$

$$\left[ \frac{H_2}{H_1} \right]^{0.5} = \frac{N_2}{N_1}$$

$$\left[ \frac{hp_2}{hp_1} \right]^{0.33} = \frac{N_2}{N_1}$$

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \left[ \frac{H_2}{H_1} \right]^{0.5}$$

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \left[ \frac{hp_2}{hp_1} \right]^{0.33}$$

Donde : Q = tasa de flujo.

H = carga total .

h<sub>p</sub> = potencia de la bomba .

N = revoluciones por minuto,

#### 4.2.1.5. Bombas Centrifugas - Clases - Características.

Las bombas centrifugas se clasifican en de flujo radial , mixto y axial.

#### 4.2.1.5.1. Características de las bombas.

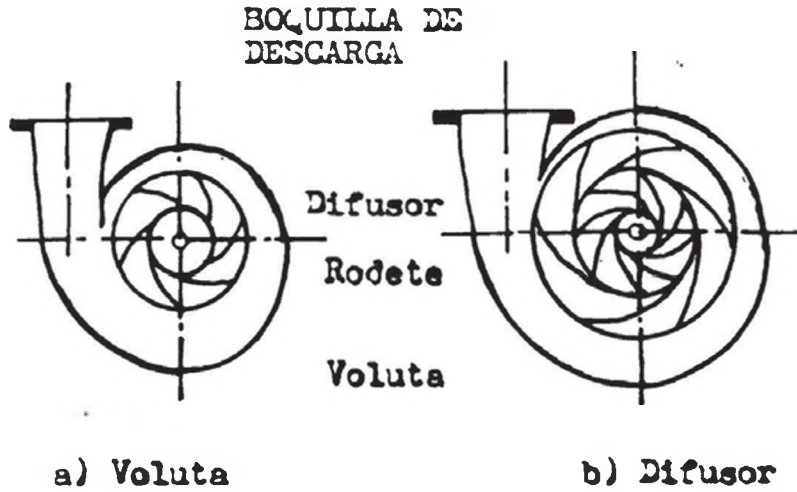
Una bomba centrífuga consta de dos elementos principales : un elemento rotativo denominado rodete, el cual fuerza el líquido a seguir un movimiento rotativo y la carcasa o cuerpo de la bomba, la cual tiene por objeto dirigir el líquido hacia el rodete y hacia la salida. Al girar el rodete, el líquido sale del mismo con presión y velocidad superiores las que tenía a su entrada. La conversión de la velocidad en presión tiene lugar dentro de la carcasa, la cual puede ser de dos tipos, de voluta o de difusión.

En una carcasa del tipo voluta, el tamaño del canal que rodea al rotor aumenta gradualmente hasta el de la boquilla de descarga de la bomba ( figura 4.7a) y la mayor parte de la conversión de la velocidad en presión tiene lugar en la boquilla cónica de descarga. En una carcasa del tipo de difusión, el rodete descarga el líquido a través de un canal provisto de unas chapas guía ( ve- la figura 4.7 b ). La conversión de la velocidad en presión tiene lugar durante el paso entre las guías.

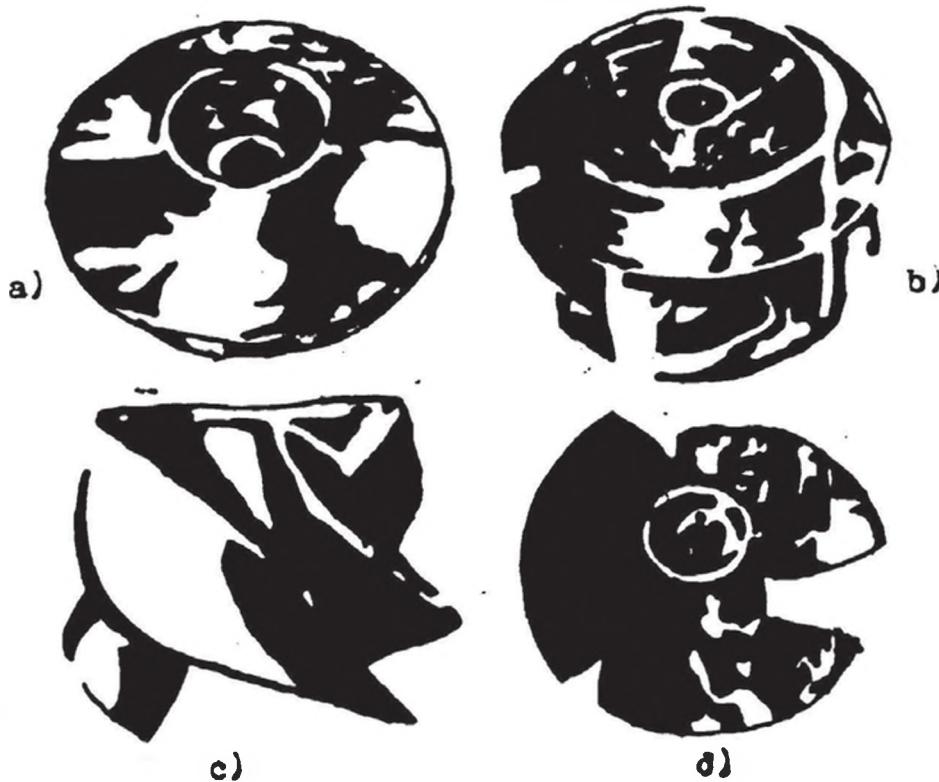
En una bomba de flujo radial el líquido entra axialmente en el rodete a través de la boquilla de aspiración y es descargado



**BOMBAS Y SISTEMAS DE BOMBEO**



**FIG.4.7 Carcasas de bombas**



**FD.4.8 Rodetes típicos utilizados en bombas centrífugas:**

- a) Cerrado de aspiración simple.
- b) Cerrado de aspiración doble tipo Francis;
- c) Abierto de flujo mixto.
- d) De flujo axial (hélice).

TOMADO DE:  
 INGENIERIA SANITARIA  
 Redes de alcantarillado  
 y bombeo de aguas residuales  
 METCALF & EDDY, INC

radialmente hacia la carcasa. En la figura 4.8a y 4.8b se muestran rodetes de flujo radial de aspiración simple y doble ( el agua entra axialmente por ambos lados del eje ). En las bombas de flujo mixto, líquido entra axialmente en el rodete y es descargado en una dirección intermedia entre la radial y la axial. En la figura 4.8c se muestra un rodete de flujo mixto. En una bomba de flujo axial, el líquido entra y sale del rodete axialmente. En la figura 4.8d se ilustra un rodete de flujo axial.

#### 4,2,1,5,2, Bombas de Flujo Radial.

Los rotores utilizados en las bombas de flujo radial se clasifican en rotores de aspiración simple o doble. También pueden clasificarse de acuerdo con la forma y tamaño de sus canales, los cuales pueden ser rectos de doble curvatura tal como en el rodete tipo Francis. Las bombas de flujo radial, las utilizadas para bombear agua residual son, generalmente de doble aspiración, del tipo voluta y equipadas con rodetes inatascable como el mostrado en la figura 4.9.

Las bombas inatascables tienen secciones de paso abiertas y un número mínimo de canales ( no excediendo de dos en los de tamaño pequeño y limitado a tres máximo cuatro, en las de gran capacidad ) ( véase figura 4.9. ). Prácticamente todos

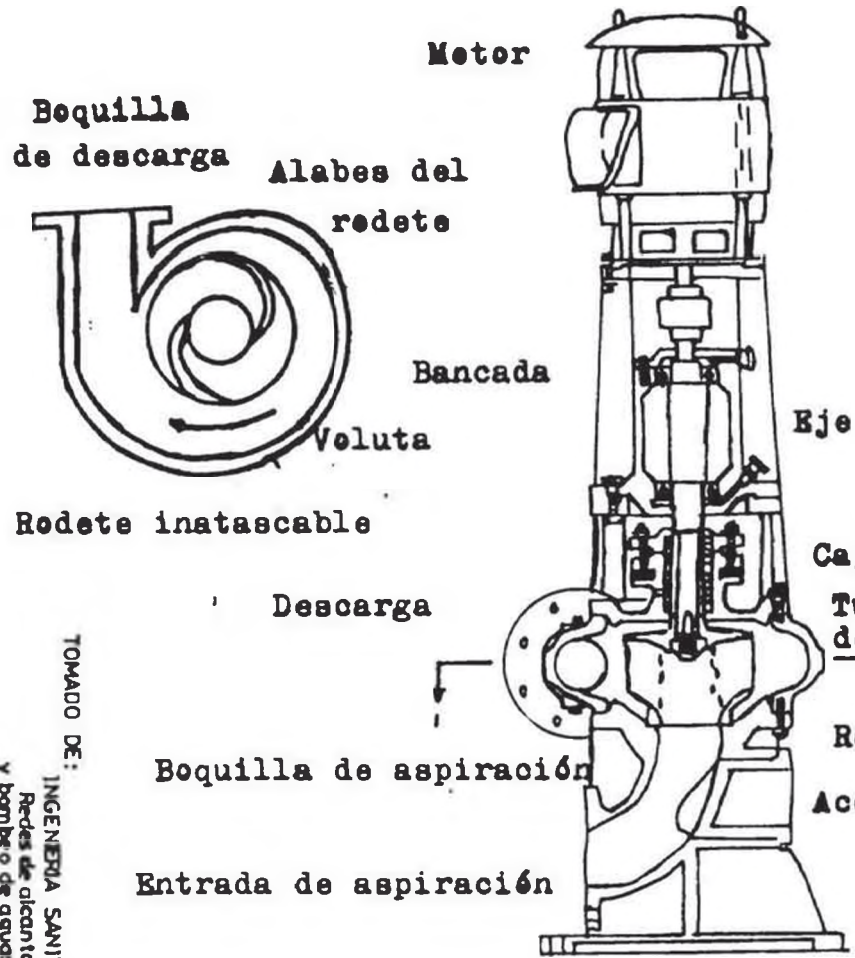


Fig.4.9 Bomba vertical de flujo radial para desagües

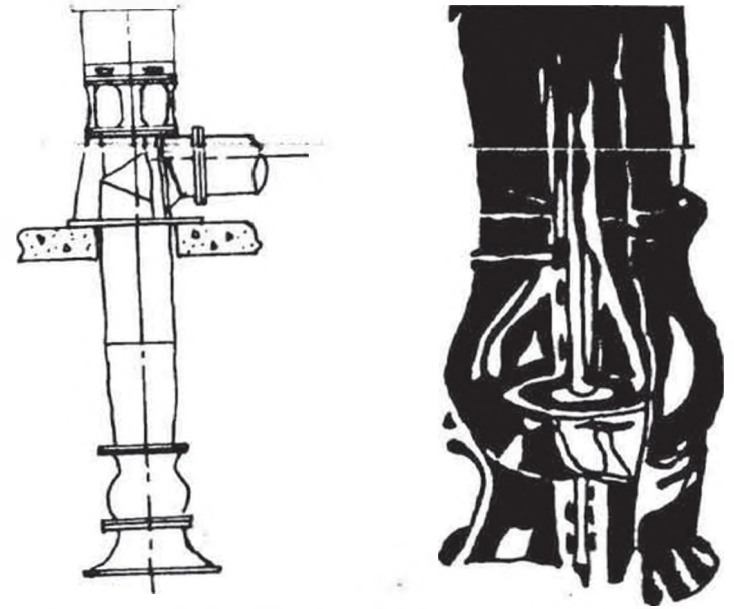
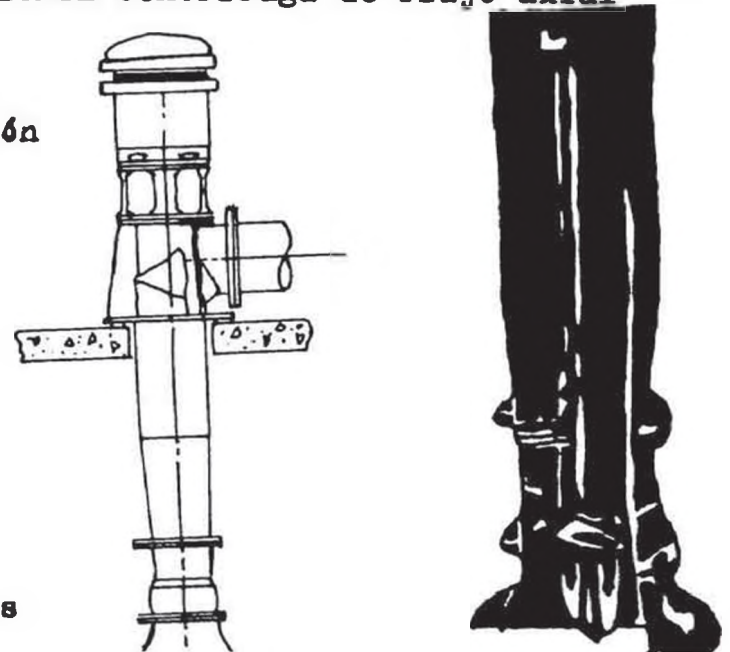


Fig.4.10 Bomba centrifuga vertical de flujo mixto

Fig.4.11 Bomba centrifuga de flujo axial



TOMADO DE:  
 INGENIERIA SANITARIA  
 Redes de alcantarillado  
 y bombeo de aguas residuales  
 METCALF & EDDY, INC

Los rodetes son cerrados.

Es práctica normal exigir que las bombas puedan manejar sólidos de 75 mm.

#### 4.2.1.5.3 Bombas de Flujo Mixto.

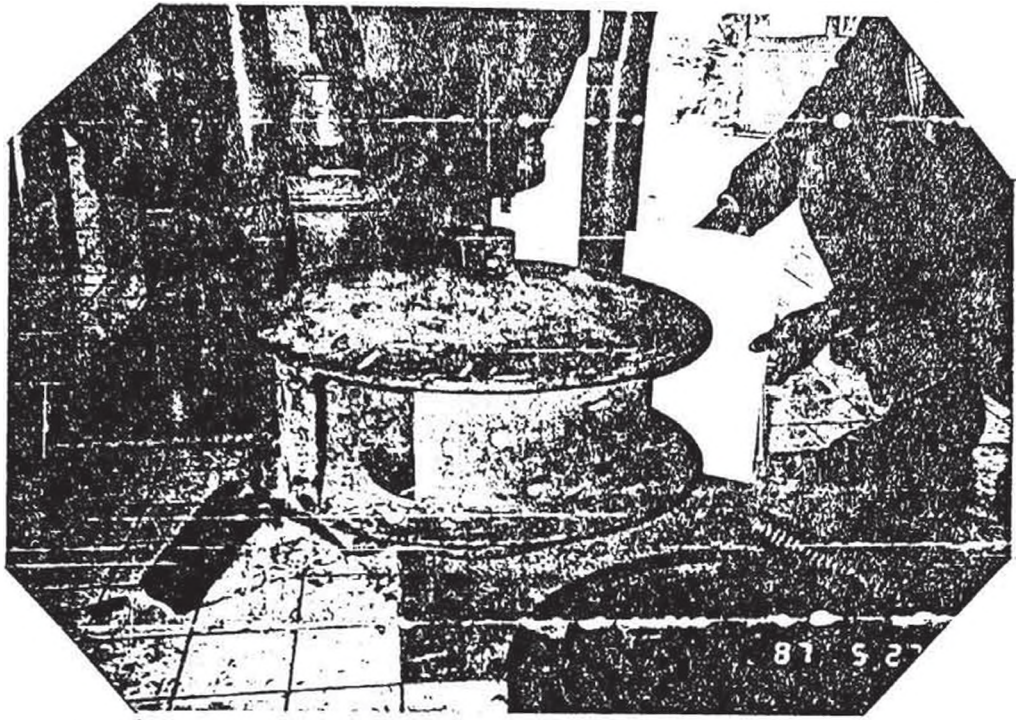
Los rodetes empleados en las bombas de flujo mixto pueden instalarse en carcasas tipo voluta, en cuyo caso se denominan bombas de voluta de flujo mixto o en carcasas de difusión similares a las de las bombas de hélice, designándose bombas de hélice de flujo mixto. Los rodetes tipo Francis y los de flujo mixto pueden emplearse para carcasa del mismo diseño, los rodetes tipo Francis se construyen para alturas superiores a 30m. (Ver Fig. 4.10)

Las bombas de voluta de flujo mixto son adecuadas para el bombeo de agua residual sin tratar y agua pluvia.

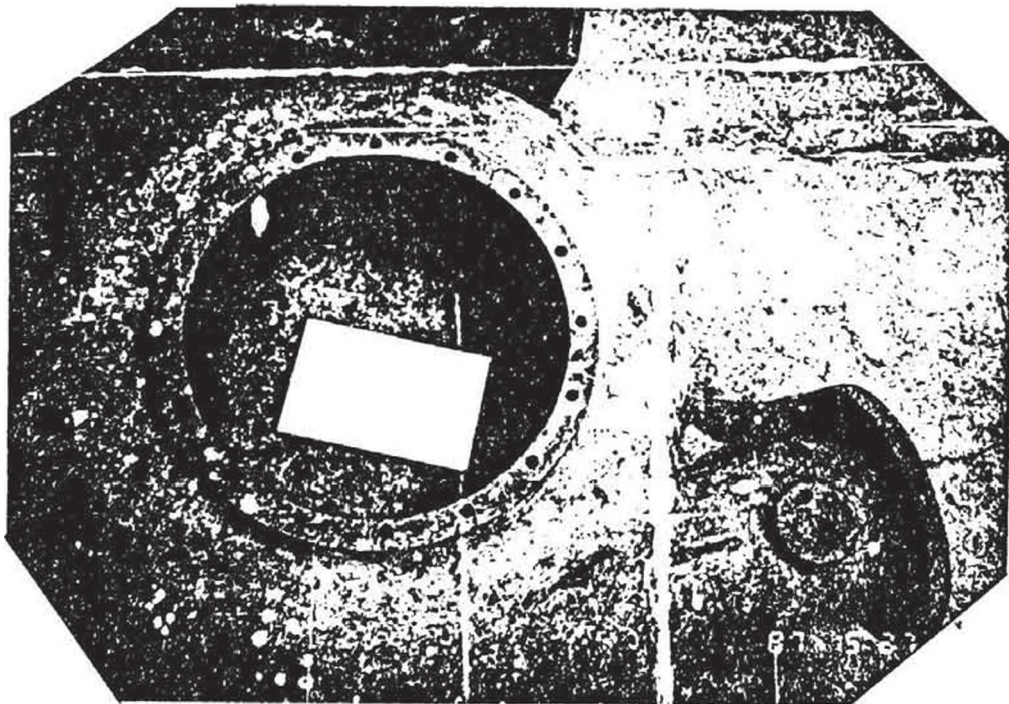
#### 4.2.1.5.4 Bombas de Flujo Axial.

Las bombas de flujo axial tienen un rotor dotado de varios álabes dispuestos en una carcasa que incluye unos canales guía fijos antes y después de la hélice. (Ver Fig. 4.11)

Las bombas de flujo axial se emplean para bombear grandes caudales a poca altura. Estas bombas son menos caras que las



TIPICO IMPULSOR CERRADO



CARCASA TIPO VOLUTA

de flujo radial o mixto.

#### 4.2.2 Unidades de Desplazamiento Positivo.

Hay dos tipos básicas de bombas de desplazamiento positivo para bombear aguas pluviales y aguas residuales, el reciprocante y el de tornillo.

##### El Eyector neumático.

Que es el único tipo con acción reciprocante, se usa mayormente para bombear aguas residuales domésticas en flujos de hasta 20 lt/s.

##### La Bomba de Tornillo.

Se basa en el principio del tornillo de Arquímedes, en el cual un eje giratorio que lleva acoplado una, dos ó tres chapas helicoidales gira en una cuneta inclinada, empujando el agua hacia arriba a través de aquella. Ventajas principales:

- a.- Puede manejar sólidos de mayor tamaño sin atascarse.
- b.- Funciona a velocidad constante para una amplia gama de caudales con rendimientos relativamente buenos.

El ángulo de inclinación está normalizado en 30° ó 38°.

La altura total de bombeo está limitado a unos 9 metros.

#### 4.2.3 Selección del Equipo de Bombeo.

Se instalará 5 unidades de bombeo de la misma capacidad, de los cua

les, 1 será de reserva.

Esta similitud de equipos de bombeo conduce a una ventajosa uniformización del equipamiento, lo que facilita grandemente el mantenimiento de los conjuntos de bombas. El gasto total del proyecto Q será bombeado mediante el funcionamiento en paralelo de las unidades de bombeo 4 en forma simultánea, y será necesario apagar 1 ó 2 bombas, dependiendo de la disminución del caudal de desague que entra a la estación (fluctuaciones a caudal mínimo).

Cada unidad de bombeo será del tipo centrífuga de eje vertical de flujo mixto, según el catálogo de la bomba marca EBARA, del gráfico para 60 Hz, se elige :

600VY II (Ver Fig. 4.12)

-H5

880 - 120

Para  $Q = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg} = 39 \text{ m}^3/\text{min}$

$Hdt = 59 \text{ m}$

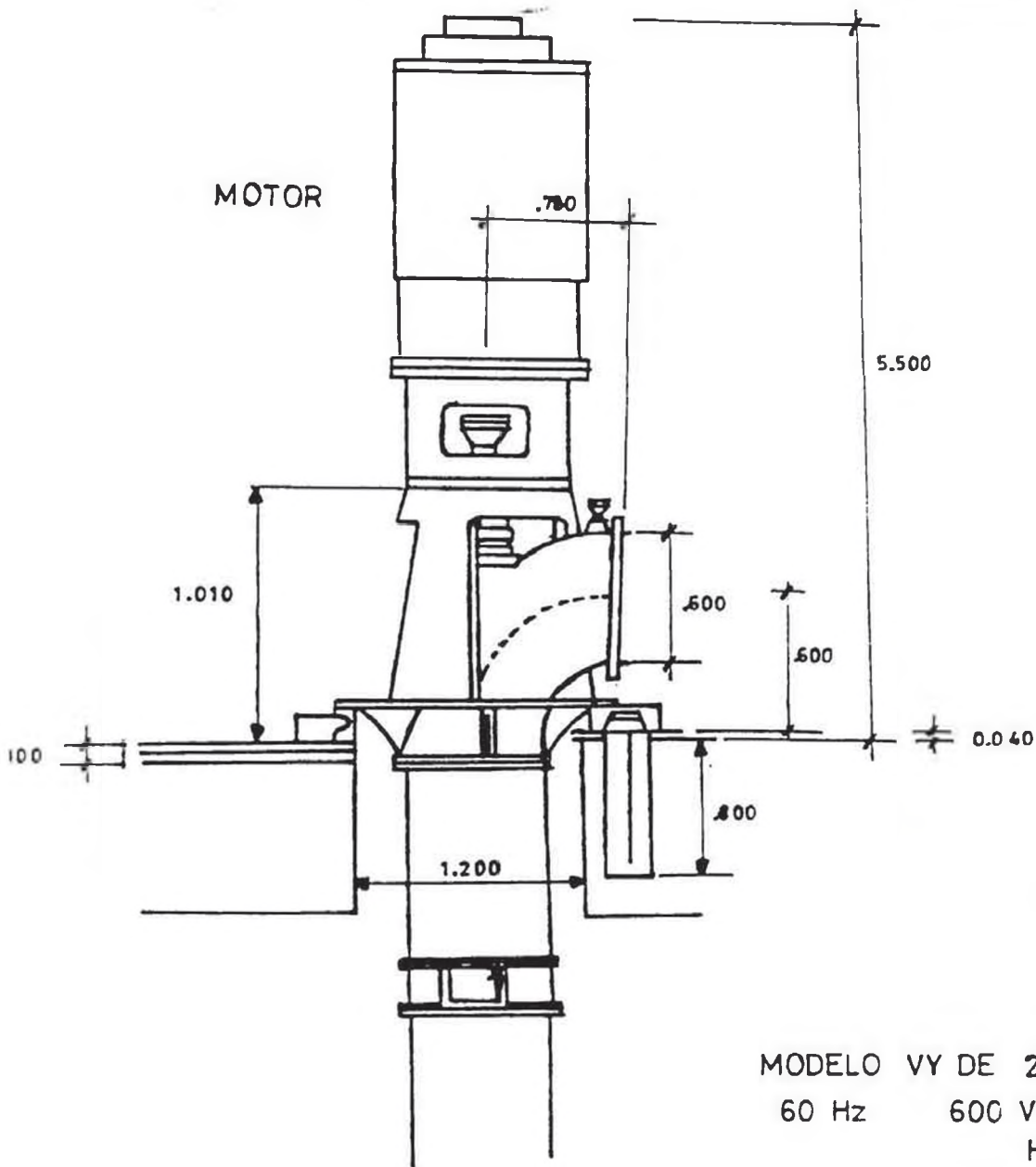
$$\text{Pot. (HP)} = \frac{Q \cdot Hdt}{75 \cdot n}$$

$Q = 650 \text{ lt/seg}$

$Hdt = 59 \text{ m}$

$n = 85\%$

# BOMBA VERTICAL DE FLUJO MIXTO



MODELO VY DE 2 IMPULSORES  
 60 Hz 600 VY II  
 H - 5  
 800 - 120

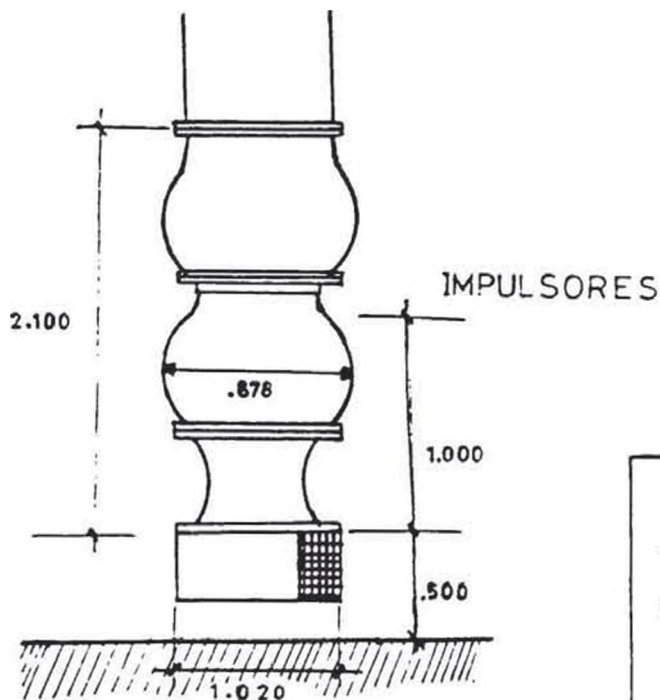


FIGURA 4.12

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 64-II

DMADC DE: CATALOGO BOMBAS EBARA



$$\text{Pot.} = \frac{650 \times 59}{75 \times 0.85}$$

$$\text{Pot.} = 600 \text{ HP}$$

$$\text{HP} = 0.736 \text{ Kw}$$

$$\text{Pot.} = 450 \text{ Kw.}$$

#### 4.3 Accionamiento de las Bombas.

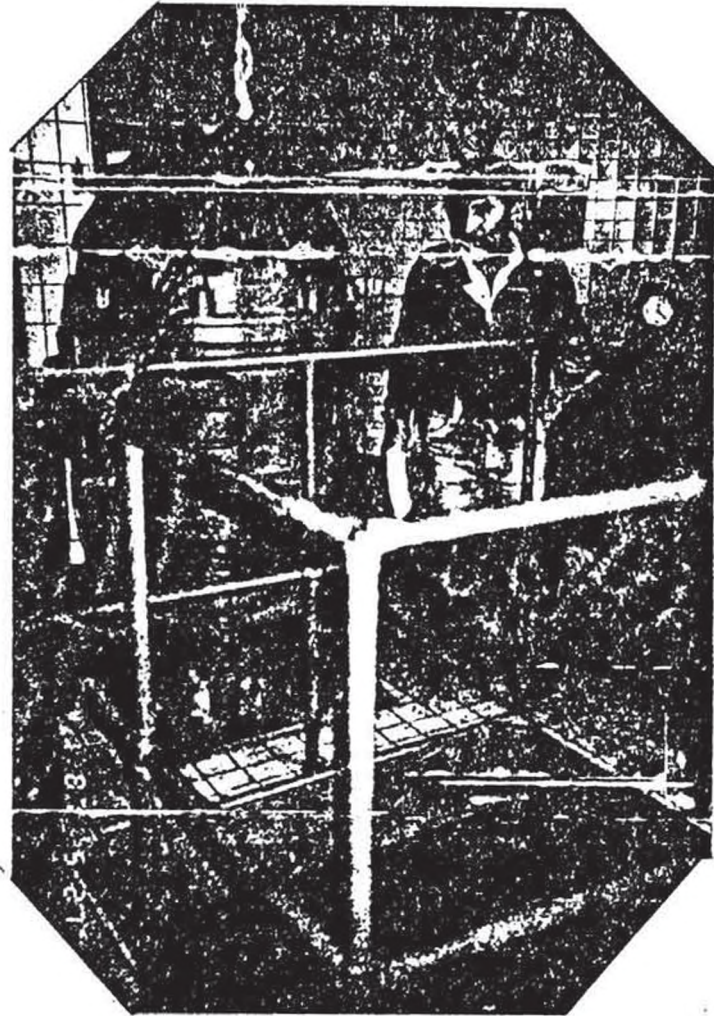
El sistema de accionamiento mayoritariamente empleado en las bombas de aguas residual es es por acoplamiento directo a motores eléctricos.

##### 4.3.1 Motores Eléctricos.

Las bombas de velocidad constante pueden accionarse con motores de inducción de jaula de ardilla y de rotor devanado o con motores síncronos (véase figura . ). Los motores de inducción de jaula de ardilla y los síncronos trabajan a velocidad constante pero los de rotor devanado pueden hacerlo a diversas velocidades variando la resistencia del rotor o circuito secundario.

La velocidad síncrona de un motor eléctrico viene dada por la ecuación:

$$\text{Velocidad síncrona, rpm} = \frac{120 \times \text{frecuencia}}{\text{núm. de polos}}$$



TIPICO MOTOR ELECTRICO DE  
CAMARA SECA

4.3.2 Accionamiento a Velocidad Constante y a Varias Velocidades.

Las velocidades típicas de las bombas accionadas por motores de ve  
l ocidad constante funcionando con corriente alterna de 60 hertz se  
indican en la tabla :

Velocidades de Funcionamiento de los Motores de Velocidad -  
Constante con Corriente Alterna de 60 Hz.

---

Polos	Velocidad del motor rpm	
	Sincronos	Inducción.
2	b	3550
4	1,800	1770
6	1,200	1170
8	900	870
10	720	705
12	600	585
14	514	500
16	450	435
18	400	390
20	350	350
22	327	318
24	300	290
26	277	268
28	257	249

---

El funcionamiento a diversas velocidades puede conseguirse utilizando motores de jaula de ardilla o de rotor devanado.

Cuando una bomba funciona a dos velocidades constantes, la ventaja del motor de jaula de ardilla (o motor sincrónico) estriba en que trabaja a máximo rendimiento a ambas velocidades, mientras que el de rotor devanado solamente funciona a máximo rendimiento a su velocidad máxima y cuando trabaja a velocidades inferiores el rendimiento se reduce considerablemente.

#### 4.3.3 Accionamiento a Velocidad Variable.

Cuando las condiciones de funcionamiento de una estación de bombeo sean muy cambiantes, puede ser conveniente emplear bombas de velocidad variable. Sistemas de accionamiento de velocidad variable tienen una cosa en común: las pérdidas por deslizamiento se convierten en calor, lo que resulta en una disminución del rendimiento.

#### 4.4 Desarenadores.

Son unidades destinadas a retener la arena y otros detritos minerales inertes y pesados que se encuentran en las aguas residuales (cascotes, guijarros, pedazos de ladrillo, partículas metálicas, carbón, tierra y otros). La remoción de la arena tiene como finalidad princi-

pal de proteger los equipos mecánicos móviles (bombas) de la abrasión y desgaste anormales.

#### 4.4.1 Tipos de Desarenadores.

Los desarenadores pueden ser diseñados como canales con velocidad controlada o como tanques de sección cuadrada o circular y de área adecuada a la sedimentación de las partículas a remover.

El diseño de los desarenadores dependerá del tipo seleccionado, de si van provistos o no de equipo de extracción mecánica de arena y de los requisitos que el equipo del desarenador. Un reciente estudio al respecto, ha revelado que la mayoría de las instalaciones de desarenadores, cuya capacidad excede de  $5000 \text{ m}^3/\text{día}$ , disponen de equipo mecánico de limpieza.

#### 4.2.2 Consideraciones en el Diseño de Desarenadores.

##### 4.4.2.1 Velocidad en los Desarenadores.

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de  $0.30 \text{ m/s}$ .

##### 4.4.2.2 Area de los Desarenadores.

Los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen.

Se sabe por experiencias, que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual ó superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de  $2.65 \text{ g/cm}^3$  y velocidad de sedimentación del orden 2.0 cm/s, se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a  $1,200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ . Estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

#### 4.4.2.3 Profundidad de la Lámina Líquida.

En los desarenadores de tipo "canal" la profundidad del agua - para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiendo de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad (vertedero de salida). Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

#### 4.4.2.4 Largo de los Desarenadores.

Partiéndose de los valores anteriores (tasas de aplicación superficial) se puede calcular el largo necesario para los canales de retención de arena :

$$L = \frac{VH}{Q/A}$$

Donde :

L = Largo que se pretende calcular.

V = Velocidad óptima del flujo (0.30 m/s)

$H$  = Altura máxima de la lámina de agua.

$Q/A$  = Tasa de aplicación superficial.

#### 4.4.2.5 Ancho de los Desarenadores.

Conocida la profundidad, se determina el ancho de los canales - de manera que sea mantenida la velocidad óptima de 0.30 m/s.

Para sección rectangular:  $b = \frac{Q}{H.V}$

Para sección trapezoidal, las secciones son establecidas en función del caudal (variable) y las correspondientes alturas de lámina de agua.

#### 4.4.3 Diseño de Desarenadores.

Para el diseño de los desarenadores se considera la variación del flujo de desague, que varía de un  $Q_{\min} = 1.14 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $Q_{\max} = 2.60 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Los canales desarenadores serán de sección rectangular que serán - presedidos de dispositivos de control de velocidad que para este caso se utilizarán medidores Parshall.

4.4.3.1 Prueba 2 desarenadores (1 en funcionamiento  
1 de reserva)

Para  $Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Probando para dos desarenadores, 1 en funciona-  
miento, otro de reserva para fines de limpieza.  
Para el caudal de estas dimensiones, según la  
tabla. Límites de aplicación. Medidores Par-  
shall con descarga libre.

$$1.14 \text{ m}^3/\text{seg} < Q < 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$1140 \text{ lit/seg} < Q < 2,600 \text{ lit/seg.}$$

Probaremos para anchos de garganta.

$$W = 5' \text{ y } W = 6'$$

4.4.3.1.1 Para  $W = 5'$  la fórmula del caudal -  
en relación con el tirante será:

$$Q = 3.728 H^{1.587} \text{ en unidades métricas}$$

$$Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{s} \quad H_{\text{máx}} = 0.797$$

$$Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{s} \quad H_{\text{mín}} = 0.474$$

$$Z = \frac{Q_{\text{máx}} H_{\text{mín}} - Q_{\text{mín}} H_{\text{máx}}}{Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}}}$$

$$Z = \frac{2.6 \times 0.474 - 1.14 \times 0.797}{2.6 - 1.14} = 0.222$$

$$b = \frac{Q_{\text{máx}}}{(H_{\text{máx}} - Z)V} = \frac{2.6}{(0.797 - 0.222)0.3} = 15.072 \text{ m}$$

muy ancho



4.4.3.1.2 W= 6'

$$Q = 4.515 H^{1.595}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.708$$

$$H_{\text{mín}} = 0.422 \quad Z = 0.199$$

$$b = \frac{2.6}{(0.708 - 0.199)0.3} = 17.027 \text{m. demasiado ancho.}$$

A mayor garganta, mayor es el ancho del desare-  
nador. Probaremos qué sucede si se disminuye  
el tamaño de la garganta.

4.4.3.1.3 Para W = 4'

$$Q = 2.935 H^{1.578}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.926$$

$$Z = 0.255$$

$$H_{\text{mín}} = 0.549$$

$$b = \frac{2.6}{(0.926 - 0.255)0.3} = 12.916 \text{ sigue siendo muy ancho}$$

4.4.3.1.4 Para W = 2'

$$Q = 1.426 H^{1.550}$$

$$H_{\text{máx}} = 1.473$$

$$Z = 0.392$$

$$H_{\text{mín}} = 0.866$$

$$b = \frac{2.6}{(1.473 - 0.392)0.3} = 8.017$$

4.4.3.1.5 W = 1'

$$Q = 0.690 H^{1.522}$$

$$H_{\text{máx}} = 2.391 \quad L = 20 H \quad L = 47.82 \text{ m.}$$

$$H_{\text{mín}} = 1.391 \quad Z = 0.610$$

$$b = \frac{2.6}{(2.391 - 0.610) 0.3} = 4.866$$

Chequeando pérdida de carga

$$hf = 34.3338 \log(Q+149) - 73.6596$$

$$\text{Para } Q = 2,600 \text{ l/s } hf = 44.42 \text{ cm.}$$

∴ A medida que se disminuye el ancho de la gargante se incrementa el tirante y la pérdida de carga.

4.4.3.2 Prueba 3 desarenadores (2 en funcionamiento, 1 de reserva).

Probaremos para 3 desarenadores, 2 funcionando y 1 para fines de limpieza; 2 desarenadores y 2 canaletas Parshall.

$$Q = 2.6 \quad Q_{\text{máx}} = 1.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 2.6/2 = 1.3$$

$$Q = 1.14 \quad \text{----} \quad Q_{\text{mín}} = 0.57 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4.4.3.2.1 Para  $W = 1'$

$$Q = 0.690 H^{1.522}$$

$$H_{\text{máx}} = 1.516 \quad L = 20 \quad H = 30.32$$

$$H_{\text{mín}} = 0.882 \quad Z = 0.387$$

$$b = \frac{1.3}{(1.516 - 0.387) 0.3} = 3.838 ; hf = 34.87 \text{ cm.}$$

4.4.3.2.2  $W = 2'$

$$Q = 0.690 H^{1.550}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.942$$

$$H_{\text{mín}} = 0.553 \quad Z = 0.249$$

$$b = \frac{1.3}{(0.942 - 0.249)0.3} = 6.253 \text{ muy ancho}$$

$$hf = 23.25 \text{ cm.}$$

4.4.3.3 Prueba 3 desarenadores (funcionamiento simultáneo).

Probaremos para 3 desarenadores y 3 Parshall

$$Q = 2.6 \quad Q_{\text{máx}} = 0.867$$

$$Q = 1.14 \quad Q_{\text{mín}} = 0.38$$

4.4.3.3.1 Para  $W = 1'$

$$Q = 0.690 H^{1.522}$$

$$H_{\text{máx}} = 1.162 \quad L = 20H = 23.24 \text{ m.}$$

$$H_{\text{mín}} = 0.676 \quad Z = 0.297$$

$$b = \frac{0.867}{(1.162 - 0.297) 0.3} = 3.341$$

$$hf = 29.58 \text{ cm.}$$

4.4.3.3.2 Para  $W = 2'$

$$Q = 1.426 H^{1.550}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.725$$

$$Z = 0.193$$

$$H_{\text{mín}} = 0.426$$

$$b = \frac{0.867}{(0.725 - 0.193) 0.3} = 5.432 \text{ muy ancho.}$$

4.4.3.4 Prueba 4 desarenadores (Funcionamiento simultáneo).

Probaremos para 4 desarenadores y 4 Parshalls

$$Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_{\text{máx}} = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_{\text{mín}} = 0.285 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4.4.3.4.1 Para  $W = 1'$

$$Q = 0.690 H^{1.522}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.962 \text{ m}$$

$$Z = 0.244$$

$$H_{\text{mín}} = 0.559 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.650}{(0.962 - 0.244) 0.3} = 3.018 \text{ m.}$$

$$hf = 26 \text{ cm.}$$

4.4.3.4.2 Para  $W = 2'$

$$Q = 1.426 H^{1.550}$$

$$H_{\text{máx}} = 0.602 \text{ m.}$$

$$Z = 0.160$$

$$H_{\text{mín}} = 0.354 \text{ m.}$$

$$b = \frac{0.650}{(0.602 - 0.160) 0.3} = 4.902 \text{ m.}$$

$$hf = 17 \text{ cm.}$$

#### 4.4.3.5 Cálculo de la velocidad de sedimentación

$$S = 2.65$$

$$d = 0.2 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\gamma}_{15^\circ\text{C}} = 1.1457 \times 10^{-2} \quad T = 15^\circ\text{C}$$

$$\sqrt{\gamma}_{20^\circ\text{C}} = 1.01 \times 10^{-2} \quad T = 20^\circ\text{C}$$

Para  $T = 15^\circ\text{C}$

$$\sqrt{\gamma} = 1.1457 \times 10^{-2}$$

$$g = 981$$

$$S_s = 2.65$$

$$K_1 = \left( \frac{g(S_s - 1)}{\gamma^2} \right)^{1/3} \quad X_1 = K_1 d$$

$$K_1 = \left( \frac{981(2.65 - 1)}{(1.1457 \times 10^{-2})^2} \right)^{1/3} = 231.031$$

$$d = 0.02$$

$$X_1 = 231.031 \times 0.02 = 4.62 ; X_2 = 0.9 \text{ De gráfico} \\ \text{(Ver Fig. 4.13)}$$

$$\frac{V_s}{K_2} = \frac{V_s}{(g(S_s - 1))^{1/3}} = X_2 = 0.9$$

$$X_2 = \frac{V_s}{(981(2.65 - 1) \cdot 1.1457 \times 10^{-2})^{1/3}} \\ = \frac{V_s}{2.647} = 0.90$$

$$V_s = 0.900 \times 2.647 = 2.38 \rightarrow V_s = 2.38 \text{ cm/s.}$$

Para  $T = 20^\circ\text{C}$

$$K_1 d = X_1 = \left( \frac{981(2.65 - 1)}{(1.01 \times 10^{-2})^2} \right)^{1/3} \times 0.02$$

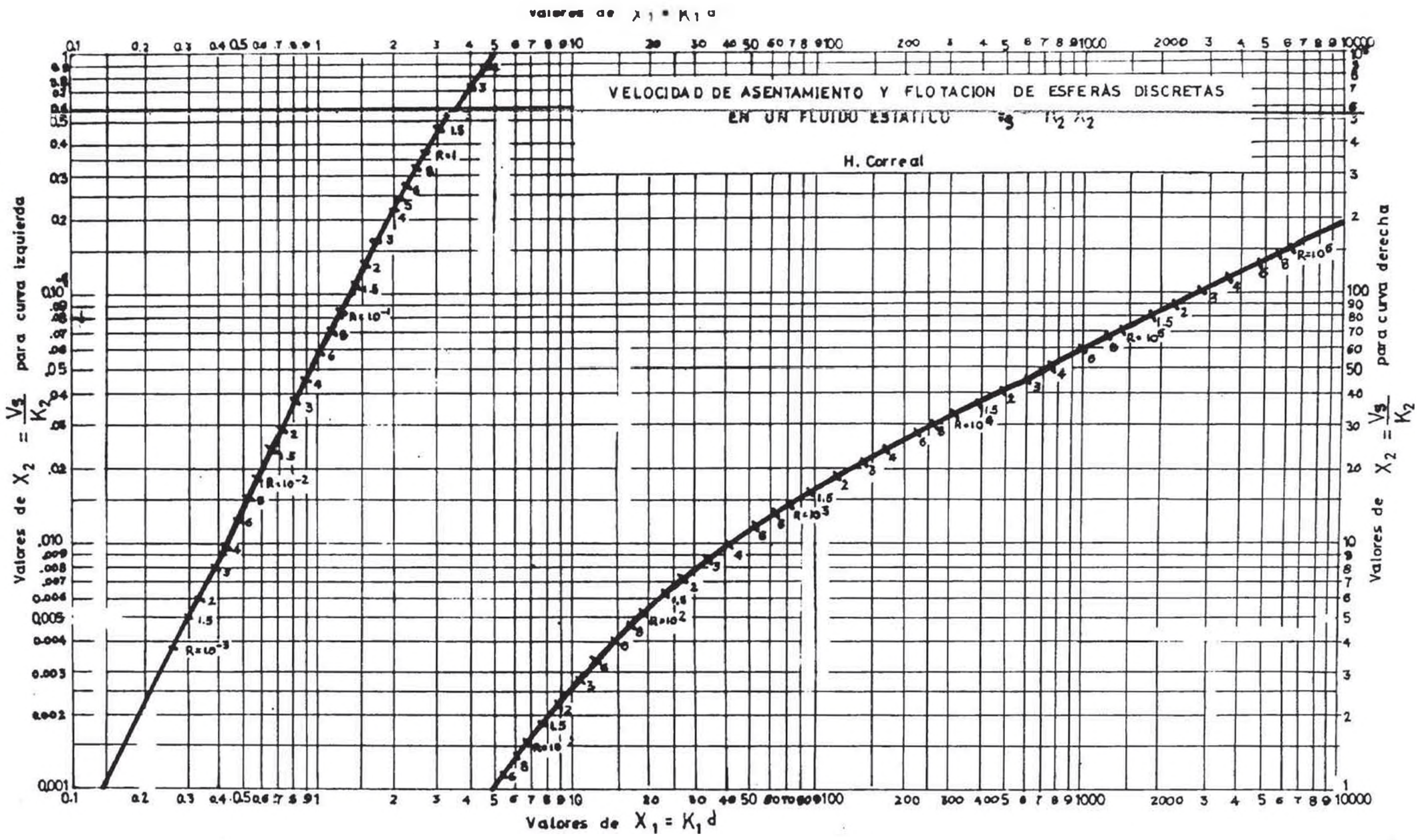


FIGURA 4.13

$$X_1 = 5.026 \quad X_2 = 1.0 \text{ (De gráfico)}$$

$$X_2 = \frac{V_s}{(981 (2.65-1) 1.01 \times 10^{-2})^{1/3} 2.538} = \frac{V_s}{2.538} = 1.0$$

$$V_s = 2.54 \text{ cm/seg.}$$

#### 4.4.3.6 Cálculo de relación L y H (Longitud y tirante de agua)

A. Para T = 15°C

$$\frac{V_s}{H} = \frac{V_h}{L} \quad L = \frac{H \cdot V_h}{V_s}$$

H = tirante de agua del desarenador.

Vh = velocidad horizontal 0.30 m/seg.

Vs = velocidad de sedimentación 0.0238 m/seg.

$$L = \frac{0.3 \times H}{0.0238}$$

$$L = 12.6 H$$

B. Para T = 20°C

$$L = \frac{H \cdot V_h}{V_s}$$

Vh = 0.30 m/seg.

Vs = 0.0254 m/seg.

$$L = \frac{0.3 H}{0.0254}$$

$$L = 11.8 H$$

Se toma L = 12.6 H por ser el más desfavorable.

En la práctica se adopta L = 20 H

#### 4.4.3.7 Cálculo hidráulico del canal desarenador

Según como se obtuvo en el acápite 4.4.3.4.1 con la ecuación del medidor Parshall:

$$Q = 0.690 H^{1.522} \text{ para } W = 1' = 0.305 \text{ m.}$$

Los tirantes de agua  $H_{\text{máx}} = 0.962 \text{ m.}$

$$H_{\text{mín}} = 0.559 \text{ m.}$$

$Z = 0.244 \text{ m.}$  (Rebaixamento)

$b = 3.018 \text{ m.}$  (ancho de cada desarenador)

En base a estos datos se obtiene las dimensiones de cada desarenador.

Los niveles máximo y mínimo del canal desarenador, sin considerar el fondo de los espaciamientos destinados para el asentamiento de la arena será :

$$Y_{\text{máx}} = H_{\text{máx}} - Z = 0.962 - 0.244 = 0.718 \text{ m.}$$

$$Y_{\text{mín}} = H_{\text{mín}} - Z = 0.559 - 0.244 = 0.315 \text{ m.}$$

El ancho de cada desarenador,  $b = 3.018 \text{ m.}$ , se podría redondear a  $3.0 \text{ m.}$

Para obtener la longitud del desarenador, emplearé la ecuación obtenido:

$$L = 20 H \quad H = Y_{\text{máx}} = 0.718 \text{ m.}$$

$$L = 20 \times 0.718 = 14.36 \text{ m.}$$

Se tiene que probar con los valores obtenidos de  $L$  y  $b$ , la tasa de aplicación superficial, que debe estar en el rango de  $600$  a  $1,200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día.}$



Probando:

$$T.A. = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \times L}$$

$$Q = \text{caudal por día} = 0.65 \times 86,400 = 56,160 \text{ m}^3/\text{día}$$

A = área superficial del desarenador, b x L

$$T.A. = \frac{56,160}{3 \times 14.36} = 1,303.6 \text{ (no está dentro del rango).}$$

Probaremos para b = 3.0 m. L = 16.0 m.

$$T.A. = \frac{56,160}{3 \times 16} = 1,170 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Verificaré que ocurre para  $Q_{\text{mín}} = 0.285 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$v = \frac{Q_{\text{mín}}}{Y_{\text{mín}} \times b}$$

$$Y_{\text{mín}} = 0.315 \text{ m.}$$

$$b = 3.00 \text{ m.}$$

$$v = \frac{0.285}{0.315 \times 3.00} = 0.301 \text{ m/seg.}$$

∴ Las dimensiones de cada desarenador serán:

$$b = 3.00 \text{ m.}$$

$$L = 16.00 \text{ m.}$$

La altura se calculará en base a  $Y_{\text{máx}} = 0.718 \text{ m.}$

#### 4.4.3.8. - DETALLES DE DISEÑO (DESARENADORES)

- Los Desarenadores se dimensionan considerando las variaciones de caudal a un máximo y un mínimo,  $Q_{\text{máx}} = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{\text{mín}} = 1.14 \text{ m}^3/\text{s}$ , totales.
- El número de unidades desarenadores será de acuerdo al tamaño del medidor Parshall elegido, ya que para un rango de caudales, es aplicable un tamaño de medidor Parshall adecuado.
- Se diseñan 4 Desarenadores, c/u precedido un medidor Parshall, en un rango de caudal 285 a 650 l/s para  $W = 1'$
- Cada desarenador tendrá 2 compartimentos, con compuerta de madera de 1" en la entrada y salida del flujo, que la aislará para su limpieza
- Cada desarenador tendrá un espacio de  $8 \text{ m}^3$  para los depósitos de los sedimentos, serán 8 pirámides invertidos de  $4 \times 1.5 \text{ m}^2$  por 0.50 m. de altura, 4 para c/compartimento (  $16 \times 1.5$  ). El volumen total de sedimentos almacenados será  $32 \text{ m}^3$ , asumiendo el volumen de sedimentos esperado de 29 lt/1000 $\text{m}^3$ , se tendría un periodo de limpieza de 5 días.
- Para fines de limpieza y mantenimiento, se proyecta pasadizos de 0.60-m., entre y a lo largo de los desarenadores con barandas de protección, asimismo de grifos de agua

## 4.5 DISPOSITIVO DE CONTROL DE VELOCIDAD

### 4.5.1 Medidor Parshall

Es un medidor de régimen crítico, consiste en una sección convergente, una sección de paredes verticales paralelas llamada garganta y una sección divergente, dispuestas en planta como muestra la Figura 4.14

Son indicados nominalmente, por el ancho de la garganta-.

La tabla 4.1 incluye las dimensiones típicas para los medidores hasta de 10 pies (Figura 4.14).

### 4.5.2 Empleo

Los medidores Parshall vienen aplicados al control de la velocidad, en los desarenadores de las estaciones de tratamiento de aguas. Condiciones de descarga.

- a) Flujo o descarga
- b) Ahogamiento o sumersión.

Primer caso, la descarga se hace libremente como en los vertedores, en que la vena vertientes es independiente de las condiciones de aguas abajo.

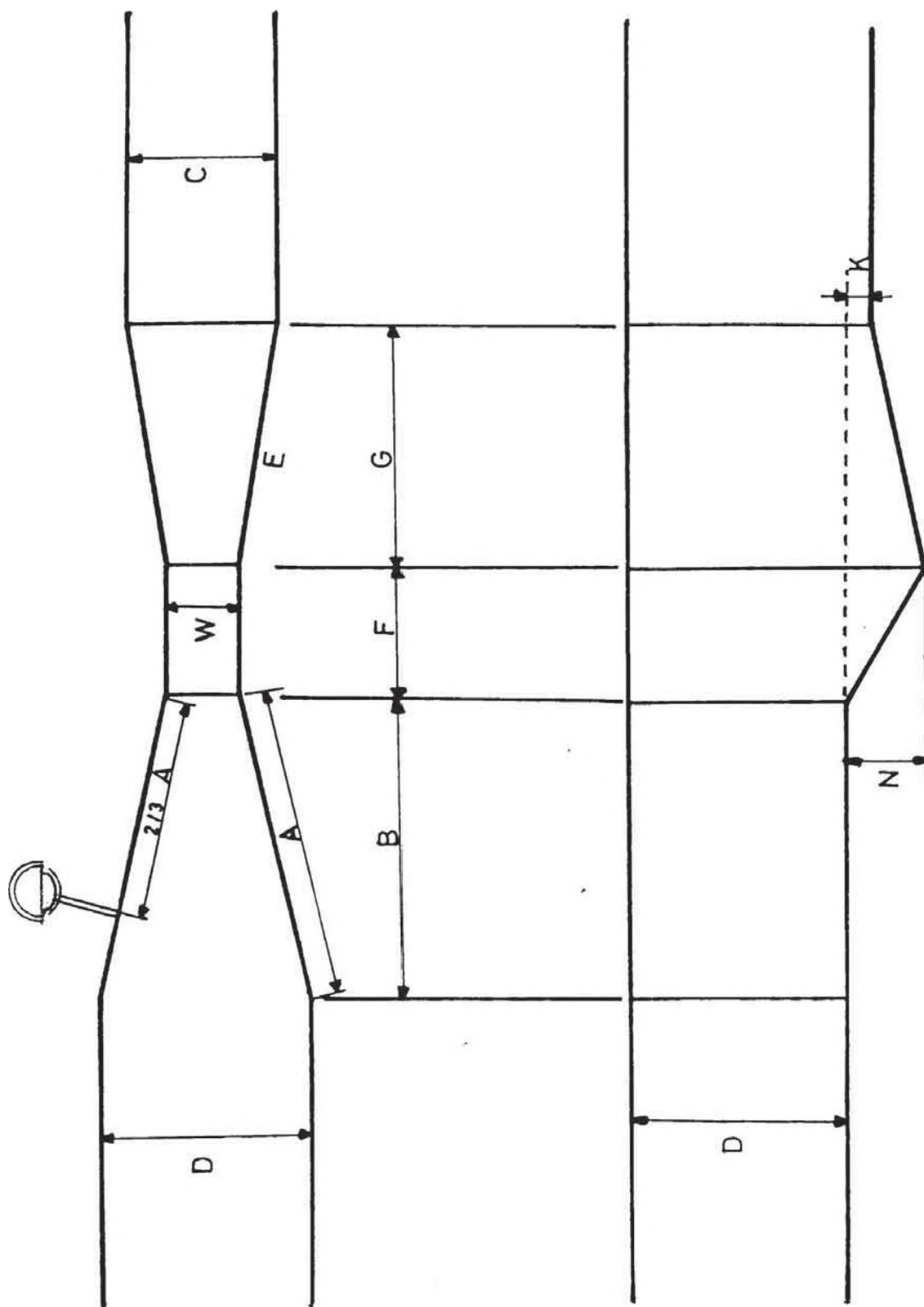


FIGURA 4.14 MEDIDOR PARSHALL. DIMENSIONES

UNI  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-11

TABLA 4.1  
DIMENSIONES TÍPICAS DE MEDIDORES PARSHALL (cm)

W	A	B	C	D	E	F	K	G	N	
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	62,1	61,0	29,4	40,3	45,7	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1.1/2'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3

Nota W : 1", dimensión en pulgadas

1', dimensión en pies.

Los valores de A,B,C,D,E,F,G,K,N, son las dimensiones típicas de los medidores Parshalls, para cada ancho de gargante W, ver figura.

El segundo caso ocurre, cuando el nivel de aguas abajo es suficientemente elevado para influir y retardar el flujo a través del medidor: es el régimen comúnmente señalado como descarga sumergida, de características diferentes de aquellas que se emplean para los vertedores.

El ahogamiento es causado por condiciones de aguas abajo, obstáculos existentes, falta de declive o niveles obligados en tramos o unidades subsecuentes.

La relación  $H_2/H$  constituye la razón o la su mergencia. Si el valor de  $H_2/H$  es igual o in ferior a 0.70 (70%) para los medidores de 1 a 8 pies, la descarga será libre.

#### 4.5.3 Selección del tamaño

La selección del tamaño más conveniente para cualquier gama de caudales envuelve consideraciones siguientes: ancho del canal existente, tirante del agua en ese canal, per dida de carga admisible, posibi lidad de caudales futuros diferentes, etc.

La Tabla 4.2 muestra los límites de aplicación para los medidores considerando el fun cionamiento en régimen de descarga libre.

TABLA 4.2

LIMITES DE APLICACION. MEDIDORES PARSHALL CON  
DESCARGA LIBRE

ANCHO GARGANTA W(pul y cm.)		CAPACIDAD (l/s)	
Pulg./Pie	Cmts.	Mínima	Máxima
3"	7,6	0,85	53,8
6"	15,2	1,52	110,0
9"	22,9	2,55	251,9
1'	30,5	3,11	455,6
1.1/2'	45,7	4,25	696,2
2'	61,0	11,89	936,7
3'	91,5	17,26	1426,3
4'	122,0	36,79	1921,5
5'	152,5	62,8	2422
6'	183,0	74,4	2929
7'	213,5	115,4	3440
8'	244,0	130,7	3950
10'	305,0	200,0	5660

Nota: 3", garganta en pulgadas

3', garganta en pies.

#### 4.5.4 Fórmulas y Tablas

Experimentos y observaciones hechas con medidores Parshall llevaron a resultados que corresponden a expresiones del tipo:  $Q = KH^n$

La Tabla 4-3 incluye los valores del coeficiente K, para el sistema métrico. La misma tabla presenta los valores del exponente n.

#### 4.5.5 Localización de los medidores Parshall

Deben ser localizados tratando de evitarse grandes turbulencias en su sección inicial. No deben ser instalados inmediatamente después de una compuerta o una curva, pues las turbulencias provocadas en el agua podrían causar ondas o sobre elevaciones capaces de alterar la precisión de los resultados. Se debe proyectar los medidores en un tramo recto del canal.

Al fin de la sección divergente se puede tener un escalón o rebajamiento Z, el cual se obtiene con la fórmula:

$$Z = \frac{Q_{\text{máx}} H_{\text{mín}} - Q_{\text{mín}} H_{\text{máx}}}{Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}}}$$

$Q_{\text{max}}, Q_{\text{min}}$  caudales, m<sup>3</sup>/seg  
 $H_{\text{max}}, H_{\text{min}}$  cargas, m



TABLA 4.3

VALORES DEL EXPONENTE  $n$  y del COEFICIENTE  $K$

W	(m)	n	K UNIDADES METRICAS
3"	0,076	1,547	0.176
6"	0,152	1,580	0,381
9"	0,229	1,530	0,535
1'	0,305	1,522	0,690
1.1/2'	0,457	1,538	1,054
2'	0,610	1,550	1,426
3'	0,915	1,566	2,182
4'	1,220	1,578	2,935
5'	1,525	1,587	3,728
6'	1,830	1,595	4,515
7'	2,135	1,601	5,306
8'	2,440	1,606	6,101

$$Q = K H^n$$

#### 4.5.6 Pérdida de carga

Se puede estimar la pérdida de carga con la figura 4.15 que relaciona la pérdida de carga en cm. y el caudal en lt/seg., la ecuación aproximada de las curvas de la figura es:

$$10^Y = b (X + a)^c$$

Se obtiene:

$$Y = \log b + c \log (X+a)$$

$$Y = hf$$

$$X = Q$$

$$hf = \log b + c \log (Q+a)$$

$$Q = \text{caudal, lit/seg.}$$

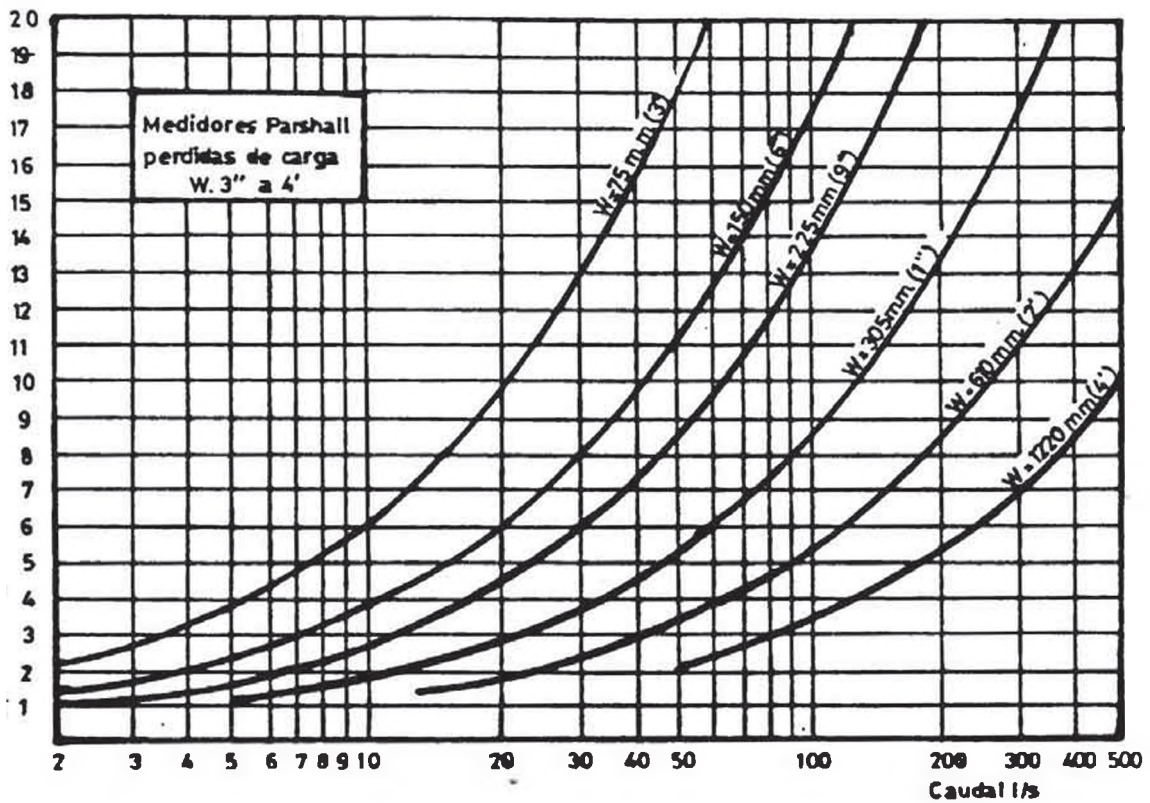
$$hf = \text{pérdida de carga, cm.}$$

$$a, b, c, = \text{constantes.}$$

#### 4.6 CALEFACCION Y VENTILACION

En zonas en donde el clima es frío, deberá proporcionarse calefacción apropiada en todas las estaciones. En este caso, en que la estación de bombeo estará ubicado en la ciudad de Lima, en el distrito de San Juan de Miraflores en donde no se tiene climas fríos, no es necesario la instalación de equipo de calefacción, pues generalmente es necesa

## MEDIDORES DE REGIMEN CRITICO - MEDIDORES PARSHALL



$$h_f = \text{Log } b + c \text{ Log } (Q + a)$$

$h_f$  = PERDIDA DE CARGA, cm

$Q$  = CAUDAL, Lit/Seg

FIGURA 4.15

**UNI**  
**TESIS DE GRADO**  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-II

rio para evitar el congelamiento, tal es así que en las estaciones sin operador residente, deberá mantenerse cercano la temperatura a 4° C, mientras que en estaciones atendidas por personal, normalmente permanecen a temperaturas de 18 a 21°C.

La ventilación adecuada es absolutamente esencial para el control de los olores. Se instalará ventilación mecánica forzada en las estaciones para aguas residuales.

La ventilación en las cámaras húmedas y secas serán totalmente independientes.

Para la cámara húmeda el caudal de aire de ventilación a suministrar, basado en el volumen existente por debajo del terreno y por encima del nivel mínimo, será tal que produzca un mínimo de 30 renovaciones por hora para funcionamiento intermitente el cual se hace funcionar en caso de inspección.

La cámara seca debe tener una buena ventilación, ya sea por ventiladores que fuercen el aire o la extraigan o bien mediante ambos métodos, lo cual es común en grandes estaciones. Se recomienda que el caudal de aire de ventilación, basado en el volumen de la cámara seca situado por debajo del terreno sea tal que produzca 6 renovaciones por hora -

para funcionamiento continuo.

Para los demás cuartos subterráneos, se recomienda ventilación de 30 renovaciones por hora para ventilación intermitente.

## CAPITULO V

### CONJUNTOS DE TUBERIAS

#### 5.1 Criterios Generales de Diseño

Cualquier diseño de estación de bombeo debe permitir variación del caudal de entrada de aguas residuales y aguas pluviales en su sistema. Estos influjos varían considerablemente a través del día, de la semana, de la estación del año, y la estación de bombeo debe ser capaz de manejar los flujos máximos.

Usualmente, las tuberías se dimensionan de forma que la velocidad en la línea de succión varíe entre 0,6 M/seg y 2,5 M/seg; y en la tubería de descarga entre 1 M/seg y 2,5 M/seg. Se instalarán ventosas en todos los puntos altos y pequeñas válvulas de drenaje para limpieza en todos los puntos bajos. Todos los conjuntos de tuberías internos en una estación de bombeo, se anclarán y empotrarán convenientemente. Las juntas de expansión y algunas conexiones con brida podrían ser

instaladas de forma que se facilite su desmantelamiento y para que permita movimientos térmicos.

Es esencial que todas las tuberías tengan sus propios soportes colgantes, acodalamiento y soportes.

El diseño hidráulico de una estación de bombeo debe tomar en cuenta las pérdidas de carga por fricción, turbulencias y golpe de ariete, mientras que la elección del material y tamaño será un asunto de economía, operación y mantenimiento.

Tuberías grandes podrían tener costos iniciales más altos, pero las tuberías pequeñas aumentarían las pérdidas hidráulicas, y en consecuencia, los gastos de operación.

Se considerará la instalación de una válvula de compuerta o una compuerta de purga en la entrada del foso húmedo, de forma que éste pueda desecarse más fácilmente para limpieza, inspección y reparación.

Para permitir el mantenimiento adecuado de la unidad, se deberá instalar una válvula de compuerta en el lado de la descarga de cada bomba. Cada línea de descarga entre la bomba y la válvula de compuerta, deberá equiparse de una válvula de retención adecuada.

Las velocidades óptimas, desde el punto de vista de reducir al mínimo los costos y evitar la acumulación de sólidos, están en el orden de 0,9 a 1,5 M/seg.

Los materiales tradicionalmente usados para líneas de bombeo son: hierro colado o dúctil, acero, asbesto-cemento, polietileno, plástico reforzado de fibra de vidrio y hormigón reforzado prefatigado.

Para establecer las características de la estación de bombeo, incluyendo su capacidad, número de bombas, velocidades y energía eléctrica requerida, es necesario determinar su carga estática y su carga dinámica. Las pendientes individuales de la tubería, algunas hacia arriba y otras hacia abajo, no influyen en su diseño hidráulico o en su capacidad de conducción.

La inyección continua y controlada de aire en la línea de bombeo, en la descarga de la bomba en estaciones grandes de bombeo, pueden evitar la producción de hidrógeno sulfurado. Se debe tener cuidado, en seleccionar el punto de entrada y la tasa de inyección para evitar dañar las bombas. Las alternativas a la inyección de aire son: dosificación de productos químicos, tales como: cloro, peróxido de hidrógeno, u ozono; o el uso de materiales no corrosivos para las tuberías de bombeo. Es altamente deseable, instalar una válvula de compuerta en la línea de presión justo a la salida de la estación de bombeo de forma



tal que las válvulas individuales instaladas en la bomba, puedan ser inspeccionadas y se les pueda dar el servicio necesario.

## 5.2 Ecuaciones Fundamentales del Flujo de la Corriente.

Las ecuaciones más importantes en mecánica de fluidos son: la ecuación de continuidad, la ecuación de momento y la ecuación de energía.

Para flujos uniformes, no comprensibles, de una dimensión, la ecuación de continuidad se obtiene igualando la tasa de flujo en cualquier sección a la tasa del flujo de otra sección a lo largo del tubo de la corriente.

La ecuación de momento, la cual se deriva de la ley de movimiento básica de Newton, establece que el cambio en el momento del flujo entre dos secciones, es igual a la suma de las fuerzas dentro del fluido que causan el cambio.

Para flujos uniformes, uni-dimensionales, la ecuación es:

$$F_x = \rho Q V_x$$

Donde :

$$F_x = \text{Fuerza}$$

$\rho$  = Densidad de la masa del fluido

$Q$  = Tasa volumétrica del flujo

$V$  = Velocidad

El subscrito  $x$  indica dirección en el sentido de las  $x$ s. La ecuación de energía para flujo uniforme de líquidos no compresibles, conocida como la Ecuación de Bernoulli, es la siguiente :

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + h_1$$

Donde :

$V$  = Velocidad media en una sección

$g$  = aceleración de la gravedad

$P$  = Presión

$\gamma$  = peso unitario del fluido

$Z$  = elevación sobre un plano arbitrario de referencia

$h_1$  = pérdida de carga por fricción o turbulencia entre las secciones 1 y 2 .

## 5.2.1 Relaciones entre Flujo /Pérdida de Carga

### 5.2.1.1 Fórmulas Convencionales de Flujo

Entre las fórmulas convencionales, para los cálculos se utiliza :

$$V = 0.849CR^{0.63} S^{0.54} \quad (\text{Hazen - Williams})$$

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{Manning})$$

V = Velocidad media, m/s

C = Coeficiente de fricción de Hazzen Williams

R = Radio hidráulico, m

S = Pendiente, m/m

n = Coeficiente de fricción de Manning

$$h_f = 1.72 \times 10^6 \frac{L \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

$$Q = 0.000426 C \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.54}$$

$h_f$  = pérdida de carga, m

L = longitud, Km

Q = Caudal lit/seg

C = Coeficiente de fricción de Hazen y Williams

D = Diámetro, pulgadas

S = Pendiente, ‰.

### 5.3 Pérdidas de Carga Menores

El método de Longitud Equivalente es frecuentemente utilizado cuando se usan las fórmulas convencionales de pérdida de fricción. Las tablas 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 dan coeficientes típicos de pérdida para varias válvulas y piezas especiales.

TIBLA 5.1 VALORES APROXIMADOS DE "K"  
(Pérdidas locales)

Pieza y pérdida	K
Ampliación gradual	0.30
Boquillas	2.75
Codo de 90°	0.90
Curva de 90°	0.40
Curva de 45°	0.20
Curva de 22° 30'	0.10
Válvula compuerta,abierto	0.20
Válvula de retención	2.50
Rejilla	0.75
Codo de 45°	0.40

PERDIDA DE CARGA DEBIDA AL  
ENSANCHAMIENTO GRADUAL DE SECCION

$$h_f = 0.3 \text{ a } 0.5 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

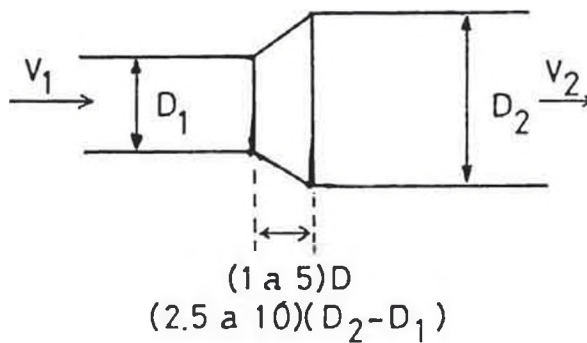


TABLA 5.2 PERDIDAS DE CARGA EN LA

Esquema	Relacion de CAUDALES
	$q = Q/3$
	$q = Q/2$
	$q = 2Q/3$
	$q = Q$

## CONFLUENCIA DE DOS CORRIENTE

$K_d$	$K_s$
0.25	0.05
0.40	0.30
0.50	0.55
-	0.90

CALCULO HIDRAULICO

LINEA DE CONDUCCION

N°	Tramo	Calles	Qm <sup>3</sup> /seg	Ø m	L(m)	S ‰	V m/seg	Cota de Terreno		Cota de Fondo		Observación
								Arranque	Llegada	Arranque	Llegada	
	BCS-CS	Av.Tomas M.			19.00			93.240	93.030	89.640	89.416	C. SURCO
	CS- A	Av.Tomas M.	2.60		15.00			93.030	92.820	89.416	89.271	EST. DERV.
	A- B	Av.Tomas M.	2.60		15.00			92.820	92.740	89.271	89.126	Est. Derv.
	B-1	Av.Tomas M.	2.60	1.40	74.00	2.00	1.96	92.740	92.120	89.126	88.978	
	1-2	Av.Tomas M.	2.60	1.40	14.00	2.00	1.96	92.120	91.930	88.978		
										87.258		CAIDA=1.72
										87.233	87.205	R.C.Bz=0.025
	2-3	Av.Tomas M.	2.60	1.40	100.00	2.00	1.96	91.930	91.570	87.205		
										87.180	86.980	
	3-4	Av.Tomas M.	2.60	1.40	208.00	2.00	1.96	91.570	90.230	86.980		
										86.955	86.539	
	4-5	Av.TOMAS M.	2.60	1.40	132.00	2.00	1.96	90.230	89.810	86.539		
										86.514	86.250	
	5-6	Av. 8	2.60	1.40	160.00	2.00	1.96	89.810	91.040	86.250		
										86.225	85.905	
	6-7	Av. 8	2.60	1.40	200.00	2.00	1.96	91.040	91.960	85.905		

TABLA 5.4 CALCULO DE LA LINEA DE CONDUCCION DEL PUNTO DE DERIVACION A LA ESTACION

CALCULO HIDRAULICO

LINEA DE CONDUCCION

N°	Tramo	Calles	Qm <sup>3</sup> /seg.	Øm.	L(m)	S‰	V m/seg.	Cota de Terreno		Cota de Fondo		Observación
								Arranque	Llegada	Arranque	Llegada	
										85.880	85.480	
	7 - 8	Av. 8	2.60	1.40	250.00	2.00	1.96	91.960	93.010	85.480		
										85.455	84.955	
	8 - 9	Av. 8	2.60	1.40	200.00	2.00	1.96	93.010	93.410	84.955		
										84.930	84.530	
	9 - 10	Av. 8	2.60	1.40	200.00	2.00	1.96	93.410	93.750	84.530		
										84.505	84.105	
	10 - 11	Panam. Sur	2.60	1.40	104.00	2.00	1.96	93.750	89.280	84.105		
										84.080	83.872	
	11 - 12	Panam. Sur	2.60	1.40	175.00	2.00	1.96	89.280	88.540	83.872		
										83.847	83.497	
	12 - Est.		2.60	1.40	4.20	2.00	1.96	88.540	88.00	83.497		
										83.472	83.464	Entrada a la Estación

TABLA 5.5 CALCULO DE LA LINEA DE CONDUCCION DEL PUNTO DE DERIVACION A LA ESTACION



N° 5 apagada (ver fig.)

Pérdida de Carga en la Succión.

Se considera como eje de referencia, la elevación del ojo de entrada - del primer impulsor.

Entrada acampanado	$h_f = 0.002 \text{ m}$	$K = 0.05$
$L = 1.0 \text{ m}$	$h_f = \underline{0.008}$	
	$h_{fs} = 0.010 \text{ m}$	

Pérdida de Carga por Piezas Especiales y Accesorios.

1 curva de 90°	$h_f = 0.108 \text{ m}$	$K = 0.4$
1 ensanchamiento		
24" a 28"	$= 0.062 \text{ m. ;}$	$K = 0.5$
1 Valv. check 28"	$= 0.364 \text{ m. ;}$	$K = 2.5$
1 Valv. comp. 28"	$= 0.029 \text{ ;}$	$K = 0.2$
1 codo 90° de 28"	$= 0.131 \text{ ;}$	$K = 0.9$
1 ensanchamiento		
28" a 40"	$= 0.055 \text{ ;}$	$K = 0.5$
1 Tee 40" x 28"	$= 0.044 + 0.014 ;$	$K = 0.3, 0.4$
	$= 0.058$	
1 ensanchamiento		
40" a 44"	$= 0.022 \text{ ;}$	$K = 0.5$
1 Tee 44" x 28"	$= 0.0007 + 0.024 ;$	$K = 0.5, 0.25$
	$= 0.031$	

1 ensanchamiento

$$44'' \text{ a } 52'' \quad h_f = 0.052 \quad K = 0.5$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ Tee } 52'' \times 28'' &= 0.007 + 0.060 &= 0.05, 0.54 \\ &= 0.067 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Pérdidas locales} \quad h_f = 1.046$$

Pérdidas por Fricción en las Tuberías ( $h_f$ )

Caudal (l/s)	Diámetro	Longitud (m.)	Pérdidas (m.)
650	24" = 0.6	8.6	0.070
650	28" = 0.7	9.0	0.035
1300	40" = 1.0	4.4	0.011
1950	44" = 1.1	4.4	0.014
2600	52" = 1.3	6.5	0.016

---


$$h_F = 0.146 \text{ m.}$$

Pérdida de Carga en la Estación.

$$h_f \text{ Est.} = h_{fs} + h_L + h_F$$

$$h_f \text{ Est.} = 0.010 + 1.046 + 0.146$$

$$h_f \text{ Est.} = 1.202 \text{ m.}$$

Pérdida de Carga por Fricción en la Tubería de Impulsión.

$$h_f \text{ Imp.} = 1.45 \text{ m.}$$

$$Q = 0.0004266 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (\text{Hazen \& Williams})$$

$$S = h/L$$

Efectuando se obtiene:

$$h = \frac{1.72 \times 10^6 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}} = h_{f \text{ Imp.}}$$

$$Q = 2600 \text{ l/s}$$

$$L = 1.62 \text{ Km.}$$

$$C = 115$$

$$D = 64''$$

$$h_{f \text{ Imp.}} = 1.45 \text{ m.}$$

### Pérdidas Locales en la Tubería de Impulsión.

1 ensanchamiento

$$52'' \text{ a } 64'' \quad h_f = 0.056 \text{ m.} \quad K = 0.5$$

$$6 \text{ curvas de } 45^\circ \quad = 0.017 \times 6 \quad K = 0.2$$

$$h_f = 0.102$$

$$1 \text{ curva de } 22^\circ 30' \quad h_f = 0.009 \quad K = 0.1$$

---


$$h_{f \text{ l. Loc}} = 0.167 \text{ m.}$$

### Pérdida de Carga Total.

$$h_{ft} = h_{f \text{ Est.}} + h_{f \text{ Imp.}} + h_{f \text{ l. Loc}}$$

$$h_{ft} = 1.202 + 1.45 + 0.167$$

$$h_{ft} = 2.819 \text{ m.}$$

#### Altura Dinámica Total.

$$Hdt = H.E. + h_{ft}$$

$$Hdt = 54.86 + 2.819$$

$$Hdt = 57.679 \text{ considerando } 2\% \text{ más}$$

$$Hdt = 59.0 \text{ m.}$$

### 5.6 Golpe de Ariete y Oleaje.

#### 5.6.1 Teoría del Oleaje en Columna Rígida de Agua.

Las fluctuaciones de presión asociadas con paros repentinos de flujo, pueden causar presiones equivalentes a una carga de columna de agua de varias cientos de metros.

Las presiones instantáneas en conductos cerrados se clasifican normalmente en dos categorías, el movimiento lento de oscilación de la masa del fluido que se conoce como oleaje, y el cambio rápido en el flujo, acompañado por el esfuerzo elástico del fluido y del conducto, que se conoce como golpe de ariete.

#### 5.6.1.1 Cálculo del Golpe de Ariete en las Tuberías de Impulsión-

##### Método Práctico.

Los valores máximos y mínimos de los golpes de ariete positivo y

negativo tienen lugar en los instantes siguientes a la variación de la velocidad, coinciden en valor absoluto y se determinan, según los casos, por las fórmulas de Michaud o de Allievi.

$$\text{Fórmula de Michaud: } P_g = \frac{2.L.V}{G.T}$$

$$\text{Fórmula de Allievi: } P_g = \frac{a.V}{G}$$

Siendo :  $a$ , celeridad, en m/seg

$V$ , velocidad, en m/seg

$G$ , aceleración de la gravedad  $9.8 \text{ m/seg}^2$

$P_g$ , golpe de ariete en m.c.a.

El empleo de las fórmulas anteriores es función de  $T$  siendo  $T$  el tiempo de cese de la circulación de agua en la parada de la bomba (que no se debe confundir con el tiempo de parada de la bomba). La circulación de agua cesa una vez se ha reducido ligeramente el número de revoluciones de la bomba (del orden del 15%) El valor de  $T$  se obtiene de la fórmula empírica debida a E. Mendiluce :

$$T = 1 + \frac{K.L.V}{G.Hm}$$

siendo :  $L$ , longitud de la tubería, en m.

$V$ , velocidad de la circulación, en m/seg.

$G$ , aceleración de la gravedad  $9.8 \text{ m/seg}^2$ .

Hm, altura manométrica, en m.c.a.

K, coeficiente que vale :

$$K = 2 \text{ para } L < 500 \text{ m.}$$

$$K = 1.5 \text{ para } 500 \text{ m} < L < 1500 \text{ m.}$$

$$K = 1. \text{ para } L > 1500 \text{ m.}$$

Se elige la fórmula de Michaud si la longitud de la impulsión es:

$$L < \frac{a.T}{2} \quad (\text{impulsiones cortas})$$

y la fórmula de Allievi si :

$$L > \frac{a.T}{2} \quad (\text{impulsiones largas})$$

### 5.6.1.2 Cálculo del Golpe de Ariete en la Estación.

#### 5.6.1.2.1 Cálculo del Tiempo de Cese (T) .

$$L = 1620 \text{ m.} \quad Q = V.A$$

$$K = 1 \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{2.6}{2.0106} = 1.29 \text{ m/seg.}$$

$$V = 1.29 \text{ m/seg}$$

$$G = 9.8 \text{ m/seg}^2 \quad A = \frac{3.1416 (1.60)^2}{4} = 2.0106 \text{ m}^2$$

$$H_m = 59.0 \text{ m.}$$

$$D = 1.60 \text{ m.} \quad Q = 2.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$T = 1 + \frac{K.L.V}{G.H_m} = 1 + \frac{1 \times 1620 \times 1.29}{9.8 \times 59.0}$$

$$T = 4.61$$

5.6.1.2.2 Cálculo de la Celeridad (a).

$$a = \frac{1440}{\sqrt{1 + C_i (K' D/E.e)}}$$

$$C_i = 1 - u^2 = 1 - 0.2^2 = 0.96$$

$$u = 0.2 \text{ (módulo de Poisson)}$$

$$K' = 2070 \text{ MN/m}^2 \text{ (módulo de masa del agua)}$$

$$D/e = 78.75 \text{ (relación diámetro - espesor de la tubería de -  
acero equivalente para materiales mixtos).}$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MN/m}^2 \text{ (a, basado en tubería de acero -  
equiv.)}$$

$$a = \frac{1440}{\sqrt{1 + 0.96 \frac{(2070 \times 78.75)}{200000}}}$$

$$a = 1079 \text{ m/seg.}$$

5.6.1.2.3 Elección de Fórmula para Cálculo del Golpe de Ariete.

$$L = 1620 < \frac{a.T}{2} = \frac{1079 \times 4.6}{2} = 2481.7$$

se determina que se trata de una impulsión corta, por lo tan

to, para calcular el golpe de ariete se utilizará la fórmula de Michaud.

$$P_g = \frac{2.L.V}{G.T}$$

$$L = 1620 \text{ m.}$$

$$V = 1.29 \text{ m/seg.}$$

$$G = 9.8 \text{ m/seg}^2.$$

$$T = 4.61$$

$$P_g = \frac{2 \times 1620 \times 1.29}{9.8 \times 4.61} = 92.51 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\text{máx}} = H_g + P_g$$

$$P_{\text{mín}} = H_g - P_g$$

$$H_g = \text{altura geométrica} = 54.86 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\text{máx}} = 54.86 + 92.51 = 147.37 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\text{mín}} = 54.86 - 92.51 = -37.65 \text{ m.c.a.}$$

#### 5.6.1.2.4 Tiempo de Recorrido de la Onda de Presión por la Tubería Ida y Vuelta.

$$\frac{2.L}{a} = \frac{2 \times 1620}{1079} = 3.00 \text{ seg.}$$

$$t = 3.00 \text{ seg.}$$



### 5.6.2 Protección de las Líneas de Bombeo.

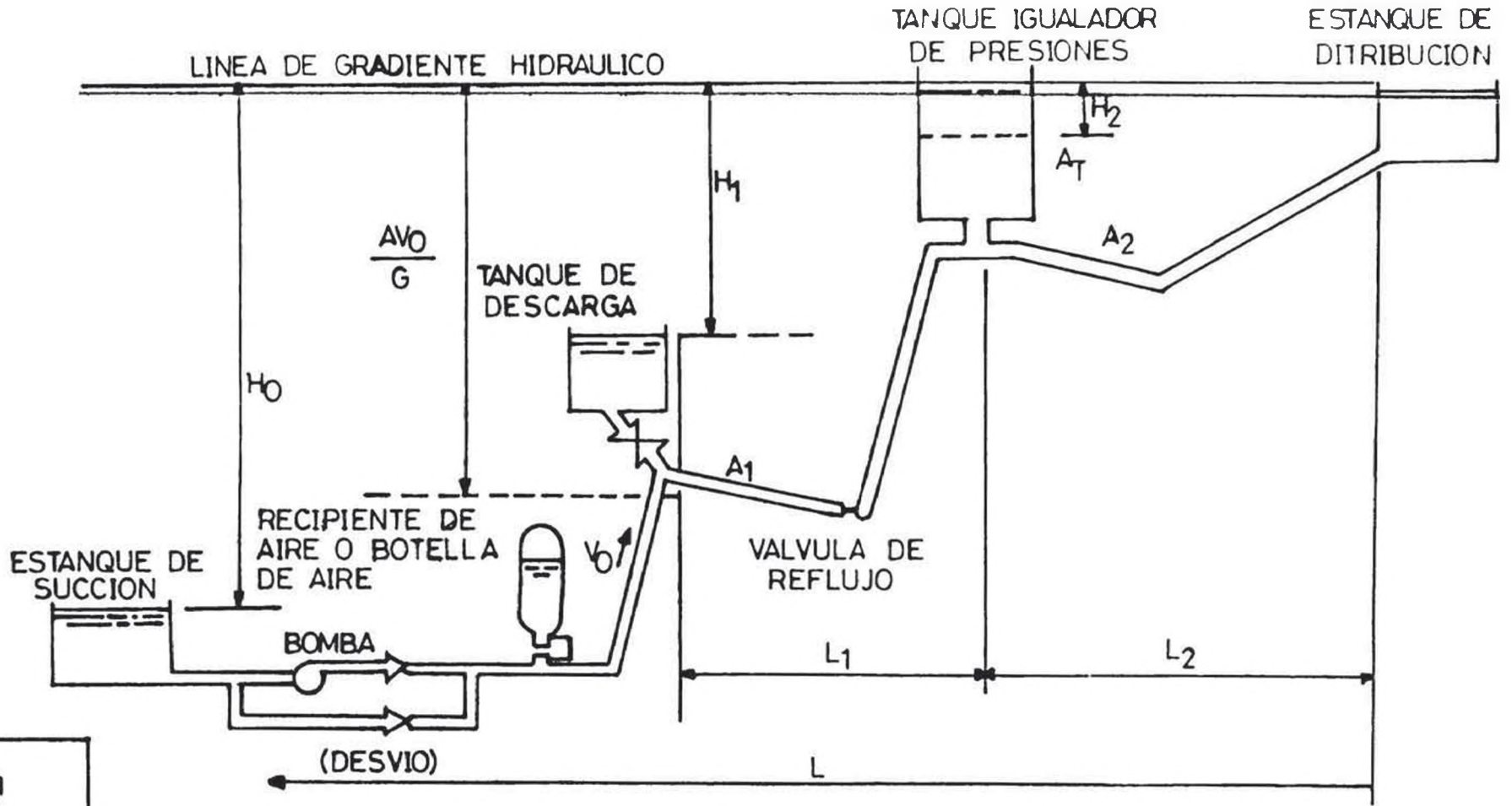
Las bombas con características pronunciadas de carga-caudal, frecuentemente inducen altas sobre-presiones en el arranque. Cerrando parcialmente las válvulas de la salida de la bomba durante el arranque, las sobre-presiones se pueden reducir.

A menos que se instale algún método de protección contra el golpe de ariete, un sistema de tuberías de bombeo, normalmente tendrá que ser diseñado para una sobrecarga de golpe de ariete aún si se instala protección contra el golpe de ariete, sería prudente asegurarse que la resistencia a la rotura de la tubería es suficiente si fallara el aditamento protector. El método más común de limitar el oleaje en la dirección del flujo es, introduciendo agua en la tubería tan pronto como la presión empiece a caer.

Las ubicaciones adecuadas para varios dispositivos de protección, se encuentran ilustrados en la FIG. 5.1

Si el sistema de tubería, tiene válvulas de retención de línea en la válvula de desvío de una bomba, es necesario entonces realizar un análisis elástico del golpe de ariete. Normalmente, la ubicación, tamaño y características de descarga de un dispositivo protector tal como un tanque de descarga tienen que determinarse por aproximaciones sucesivas. De igual manera, la localización y el tamaño de válvula de retención en línea o en desvío, deberían determi-

TOMADO DE:  
 DESIGN OF WASTEWATER AND STORM  
 WATER PUMPING STATIONS  
 MANUAL OF PRACTICE Nº FD-4  
 CEPIS



PERFIL DE LA TUBERIA MOSTRANDO SITIOS APPROPIADOS PARA LA COLOCACION DE DISPOSITIVOS PARA PROTECCION CONTRA EL GOLPE DE ARIETE

FIGURA 5.1

**UNI**  
 TESIS DE GRADO  
 BACHILLER:  
 HUAMAN MITMA  
 PORFIRIO CIRILO  
 PROMOCION 84-II

narse por aproximaciones sucesivas.

Las secciones siguientes describen varios métodos de reducir el golpe de ariete en líneas de bombeo.

#### 5.6.2.1 Inercia de la Bomba.

Si la inercia rotacional de una bomba centrífuga y su motor hacen que la bomba continúe girando por un momento después de que ocurre un fallo de energía eléctrica, las presiones momentáneas de golpe de ariete podrían reducirse. El efecto es más obvio en tuberías cortas de carga pequeña.

#### 5.6.2.2 Válvula de Retención en el Diseño de la Bomba.

Este método de protección contra el golpe de ariete no se puede usar en todas las cosas ya que la presión de descarga, casi nunca se detendrá por debajo de la presión de succión. Sólo tiene uso cuando la carga de bombeo es considerablemente menor que  $a \cdot V_0/g$ .

#### 5.6.2.3 Tanque Igualador de Presiones.

La superficie del agua en un tanque igualador de presiones está expuesta a la presión atmosférica mientras que el fondo del tanque está abierto a la tubería. El tanque igualador de presiones actúa como un tanque de balance de las variaciones del -

flujo que podría ocurrir, descargando en el caso de una pérdida de presión en la tubería, o llenándolo en caso de una alza de presión. Los tanques igualadores de presión se usan principalmente en la cabeza de la tubería de entrada a las turbinas, aunque existen casos donde se pueden aplicar en sistemas de bombeo.

#### 5.6.2.4 Tanques de Descarga.

En situaciones donde el perfil de la tubería es considerablemente más bajo que la gradiente hidráulico de la línea, aún sería posible usar un tanque, pero uno que bajo condiciones normales de operación esté aislado de la línea de tubería.

Un tanque de descarga normalmente estaría situado en la primera elevación a lo largo de la tubería, y posiblemente, en elevaciones mayores subsecuentes y sucesivas. Entre más cercano esté el nivel del tanque a la línea de gradiente hidráulico, más eficiente será en reducir las variaciones de presión. El tanque deberá conectarse a la línea a través de una válvula de compuerta instalada para descargar del tanque a la línea, si acaso la carga en la línea cae por debajo de la elevación de la superficie de agua en la línea de bombeo, demuestra un arreglo típico de tanque de descarga.

La función de un tanque de descarga es llenar cualquier zona de baja presión causada por la parada de la bomba, evitando de es-

ta manera la separación de la columna de agua. La columna de agua entre el tanque y el extremo de descarga de la tubería (o un tanque más adelante) se desacelerará gradualmente por la acción de la diferencia de carga entre los dos extremos.

La mejor posición para los tanques de descarga, y para las válvulas de retención en línea, se determinan por tanteos.

#### 5.6.2.5 Recipientes de Aire.

Si el perfil de la tubería no es lo suficientemente elevado, como para usar un tanque de igualación o un tanque de descarga para proteger la línea, sería posible forzar la entrada del agua a la tubería detrás de la onda de baja presión por medio de aire comprimido en un recipiente. La presión en el recipiente disminuirá gradualmente a medida que el agua es liberada, hasta que la presión de columna de agua tienda a invertir su dirección. La salida del recipiente de aire no deberá restringirse, sin embargo, la entrada deberá estrangularse.

#### 5.6.2.6 Válvulas de Retención en Línea.

Normalmente, una válvula de retención instalada por sí sola en una línea de agua no reducirá las presiones del golpe de ariete, aunque limitaría la magnitud lateral del impacto.

Las válvulas de retención en línea, normalmente se usarían con

juntamente con los tanques de igualación, con los tanques de descarga, o con los recipientes de aire. Al ocurrir la parada de la bomba, el tanque o el recipiente descargarían agua en la línea a ambos lados de la válvula de retención. Esta descarga aliviaría la caída violenta de presión y convertiría el fenómeno en un efecto de movimiento lento.

En algunas instalaciones de bombas, se instalan válvulas de control de cerrado automático en vez de válvulas de retención en la línea de descarga.

#### 5.6.2.7 Válvulas de Alivio o de Desfogue.

(A menudo llamadas también como válvulas aliviadoras de presión o supresoras de oleaje). Estas válvulas tienen activadores hidráulicos que abren automáticamente, y luego cierran gradualmente la válvula después de que ocurre la interrupción de la bomba. Las válvulas son normalmente del tipo de aguja, las cuales descargan en la línea que conduce al tanque de succión o descargan a válvulas de manguito, montadas en el tanque de succión. Las válvulas deberían ser activadas por fallo eléctrico o por un sensor de presión.

#### 5.6.2.8 Selección de Aditamentos de Protección.

El mejor método de protección contra golpe de ariete para una

línea de bombeo, dependerá de las características físicas e hidráulicas del sistema. El parámetro que más influye en la selección del método de protección es el parámetro de la línea (P) el cual es igual a:  $aV_0/gH_0$ . Cuando la carga ( $aV_0/g$ ) es mayor que la altura de bombeo ( $H_0$ ), sería suficiente al instalar un desvío a las bombas con una válvula de retención.

Para valores sucesivamente menores de  $\rho$ , llega a ser necesario usar un tanque de igualación, un tanque de descarga en combinación con una válvula de retención en línea, un recipiente de aire, o una válvula aliviadora de presión.

Sería posible usar dos o más aditamentos de protección en la misma línea. Esta posibilidad no debe ignorarse porque los arreglos más económicos, a menudo, envuelven más de un método de protección.

## 5.7 Materiales de las Tuberías.

### 5.7.1 Tubería de Acero.

Es dúctil, tiene una alta resistencia a la tensión. Fácil de trabajar y la junta soldada usada frecuentemente con el acero, es el tipo de junta más resistente. Es más cara que la de hormigón, asbesto, cemento y que la tubería plástica, necesita revestimiento y protección para evitar la corrosión.

### 5.7.2 Tubería de Hierro Fundido (Colado).

El hierro fundido es más resistente a la corrosión que el acero, - pero más caro y más rígido.

### 5.7.3 Tubería de Asbesto Cemento.

Es capaz de resistir esfuerzos de tensión relativamente altos. - Aunque el asbesto cemento es comparativamente barato, fuerte y resistente a la corrosión, es susceptible a dañarse con golpes y no se puede usar para piezas especiales.

### 5.7.4 Tubería de Hormigón.

Las tuberías reforzadas o pre-tensadas son adecuadas y económicas en diámetros grandes. Son capaces de resistir cargas externas de flexión más fácilmente que las de acero, debido al espesor extra - de sus paredes, y asumiendo que fluyen llenas, son resistentes a la corrosión. Su debilidad principal parece estar en las juntas y cuando se hacen conexiones posteriores.

### 5.7.5 Tubería Plástica.

Las tuberías de Cloruro de Polivinilo sin plasticidad, se usan pa - ra conducir productos químicos, gases, para drenaje, tubería - de agua, irrigación y tubería sanitaria.

La fibra de vidrio y la resina también se usan en forma limitada -



para tuberías. Se usan con relleno inerte y son útiles para algunas aplicaciones especializadas debido a que son resistentes a la corrosión, rígidas, ligeras y fuertes.

#### 5.7.6 Tubería Reforzada de Mezcla Plástica.

Es un material compuesto de fibra de vidrio, resina moldeada al calor y arena de silicio. Estas tuberías son altamente resistentes a la corrosión y son adecuadas para flujos por gravedad y a presión. La tubería de mezcla plástica reforzada es adecuada para ambientes agresivos e instalaciones difíciles. Otras características atractivas son las longitudes largas de tendido, alta resistencia, y peso ligero.

#### 5.8 Válvulas.

Una válvula para usarse en un sistema de tuberías depende de su aplicación. El espaciamiento de las válvulas y su tamaño dependerá de razones económicas. Regularmente, las válvulas se dimensionan ligeramente más pequeñas que el diámetro de la tubería y se instalan con un reductor a ambos lados.

Las válvulas aislantes se instalan frecuentemente a intervalos de 1 a 5 Km. (0,6 a 3 millas), siendo el espaciamiento una función de la economía y de los problemas de operación.

### 5.8.1 Válvula de Compuerta.

Las constituyen el tipo normal de válvulas usadas para aislar o escu-  
rrir. Sellan bien bajo altas presiones y cuando están completamente  
abiertas, ofrecen poca resistencia al flujo del fluido.

### 5.8.2 Válvula de Mariposa.

Son más baratas que las válvulas de compuerta para tamaños grandes,  
y ocupan menos espacio. El sellado, algunas veces, no es muy -  
efectivo como el de las válvulas de compuerta, especialmente a -  
presiones altas. Además, ofrecen una resistencia moderadamente  
alta al flujo aún estando totalmente abiertas, debido a que el es-  
pesor del disco obstruye el flujo aún cuando se gire 90° a la po-  
sición completamente abierta.

### 5.8.3 Válvulas de Globo.

Tienen un sello circular unido axialmente a un vástago vertical y a  
un manubrio o volante. El asiento es un anillo perpendicular al  
eje de la tubería. El flujo cambia su dirección a 90 grados dos -  
veces, de donde las pérdidas de carga que resultan son altas. -  
Las válvulas de globo se usan normalmente en tuberías de diáme-  
tro pequeño, aunque, una variación se usa como válvula de con-  
trol.

#### 5.8.4 Válvulas de Aguja y de Control.

Son más caras que las válvulas de compuerta o que las válvulas de mariposa, pero son más adecuadas para controlar el flujo por estrangulamiento. Tienen una acción gradual de cerrado, mientras que las de compuerta y las de mariposa ofrecen poca resistencia al flujo hasta que prácticamente lo cortan y podrían sufrir daños por cavitación.

#### 5.8.5 Válvulas Esféricas.

Tienen un tapón giratorio con un agujero axial a través de él. --  
Cuando la válvula está completamente abierta no hay resistencia al flujo debido a que el barrenado es igual al de la tubería. Las válvulas cierran por rotación de la esfera y normalmente tienen una acción de contrapeso para zafarla antes de que la esfera gire en la posición abierta.

#### 5.8.6 Válvula de Retención ("CHECK").

Se usan para detener el flujo automáticamente en la dirección opuesta. Bajo condiciones normales la compuerta se mantiene abierta por el flujo. Cuando el flujo se detiene la compuerta de goznes horizontales, cierra por acción de la gravedad o con la ayuda de resortes.

Las válvulas de retención de bola se han usado con éxito para apli-

caciones de aguas residuales. Las consideraciones de mantenimiento son mínimas debido a lo simple de su operación.

#### 5.8.7 Válvula de Aire.

Se usan normalmente dos tipos de válvulas desfogadoras de aire. - Una es una válvula desfogadora de aire automática de orificio pequeño, y la otra, es una válvula de ventosa con un orificio grande.

#### 5.8.8 Válvula de Ventosa.

Se instalan en los picos para permitir que el aire de la tubería escape cuando es desplazado por el fluido. También permiten la entrada de aire a la tubería cuando ésta es escurrida o vaciada. Sin ventosas, podrían ocurrir vacíos y la tubería podría colapsarse, o porque sería imposible drenarla completamente.

### 5.9 Juntas y Bidas.

El tipo de juntas que se usan en líneas de tubería dependerán del tipo de tubería. Los tipos de junta más usuales son los siguientes:

#### 5.9.1 Soldadas a Tope.

Los extremos de la tubería se alinean y se biselan aproximadamente 30° hacia atrás, dejando una rebarba de 2mm (0,08 pulgadas).

#### 5.9.2 Cainisa - Soldada.

Un extremo de la tubería de acero puede acompañarse hacia afuera para formar un quicio y la banda afilada se suelda al cilindro de la otra tubería.

#### 5.9.3 Atornillado.

Extremos roscados y atornillados y enchufes se usan sólo en tuberías pequeñas.

#### 5.9.4 Macho y Hembra.

Las tuberías de plástico, hormigón y hierro fundido, frecuentemente, tienen un extremo en forma de quicio y el otro extremo plano. El extremo macho tiene un empaque de goma colocado sobre él para sellar y la hembra es forzada sobre el anillo. Las juntas macho y hembra con anillo de goma, normalmente aguantan deflexiones de uno o dos grados.

#### 5.9.5 Juntas de Abrazadera.

Hay varias juntas normales para unir tuberías de extremos planos. Estas juntas normalmente envuelven el prensado de un sello de goma entre cada cilindro de la tubería y una camisa para cubrir. (junta "Dresser").

#### 5.9.6 Bridas.

Las tuberías de acero y hierro fundido a menudo tienen bridas en los extremos, especialmente si se espera que las tuberías o las piezas especiales se remuevan frecuentemente. Las caras se tornearan y se fijan con pernos, junto con 3mm de goma u otra anilla insertada. Las bridas se perforan a patrones normales de acuerdo al diámetro y presión de trabajo.

### 5.10 Protección de la Tubería.

#### 5.10.1 Revestimientos.

Las tuberías de acero enterradas están sujetas a corrosión y daño, - el revestimiento deberá ser resistente a los rayazos durante el transporte y el tendido de la tubería, a la humedad y al ataque de productos químicos, al ataque biológico, a corrientes eléctricas y a las variaciones de temperatura.

El revestimiento más común para tuberías consiste en una capa fina adhesiva seguida por un revestimiento reforzado con fibras y luego, posiblemente, por una envoltura exterior.

El esmalte de betún o de alquitrán vegetal es el preferido para la primera mano. Después de la primera mano, la tubería podría envolverse en forma espiral con un filtro impregnado o con malla de fibra de vidrio. Esta envoltura a menudo está seguida por papel o filtro de asbesto impregnado con betún o alquitrán.

Otros tipos de revestimiento incluyendo masilla de betún de fibra de asbestos de 3 a 6 mm. de espesor, brea de alquitrán, pinturas epoxy, cintas de polivinilo (PVC) o polietileno (tanto auto-adhesivas como con una capa de un adhesivo), resinas o plásticos, mortero de cemento, y zinc aplicado por galvanización. Las tuberías expuestas podrían imprimirse y pintarse con betún con base de aluminio o con esmalte.

El revestimiento de mortero de cemento es usualmente de 12 a 20 mm de espesor.

#### 5.10.2 Revestimientos Interiores.

Las tuberías de acero se revisten interiormente para resistir la corrosión interna y disminuir las pérdidas por fricción. Las tuberías sin revestimiento podrían oxidarse por acción de las sustancias corrosivas en el fluido.

Los revestimientos internos más populares son el "bitumul" 3 a 5 milímetros de espesor, o esmalte de alquitrán vegetal 2 a 3 mm de espesor. El bitumul, que es un sub-producto del petróleo, es el más barato de los dos.

Las pinturas epoxy también son adecuadas para revestimiento interior, sin embargo, es necesaria una aplicación.

El espesor recomendado del revestimiento interior varía con el ti-

pu de pintura, pero normalmente es del orden de 0,3 mm., aplicado en 2 a 4 capas. Debe evitarse el uso de revestimientos de alquitrán epoxy en las tuberías que conducen agua potable, debido a que contaminan ligeramente el agua.

El revestimiento interior de mortero de cemento, aplicado centrífugamente girando la tubería, es también usado en tuberías de gran diámetro usualmente de 6 a 12 mm.

### 5.10.3 Protección Catódica.

Revestimientos de protección en las paredes de la tubería contra la corrosión causada principalmente por dos condiciones: corrosión galvánica y electrólisis por corriente irregular.

#### 5.10.3.1 Corrosión Galvánica.

La corrosión es causada por partículas o iones que salen del ánodo. El cátodo no es atacado. Tal acción podría tener lugar cuando dos metales diferentes están en contacto en suelos conductores, otra forma frecuente de corrosión galvánica ocurre en tuberías en suelos corrosivos. El efecto es particularmente marcado en suelos con características variables o con concentración diferenciales de oxígeno, o en aguas con altos contenidos químicos, especialmente azufre. La corrosión también es causada por acción bioquímica en el suelo, un tipo de acción



galvánica resultante de la acción bacterial. Para contrarrestar la corrosión del suelo, agregar cal al relleno de la zanja.

Las áreas potencialmente corrosivas pueden detectarse por pruebas de resistividad del suelo, pruebas de potencial tubería-suelo por medidas de la corriente en la tubería.

#### 5.10.3.2 Cargas Externas.

Las tuberías de alcantarillado bombeo de gran diámetro, deberán diseñarse para cargas externas así como para cargas internas. La carga vertical que ejerce el terreno actuando en combinación con la presión de vacío dentro de la tubería, podría ocasionar que la tubería se colapse.

#### 5.10.4 bloque de Empuje o de Anclaje.

Los empujes desbalanceados ocurren en las inflexiones de una tubería por una de las dos acciones:

##### 5.10.4.1 Empuje Dinámico.

El empuje dinámico es causado por el cambio de dirección del flujo. La fuerza en cualquier dirección es proporcional al cambio del momento en esa dirección y es:

$$F_i = \rho Q \Delta V_z$$

donde  $F$  es la fuerza,  $\rho$  es la densidad de la masa del fluido,  $q$  - el flujo,  $\Delta V_x$  la reducción del componente de velocidad en la dirección  $x$ . Esta fuerza es, en condiciones normales, insignificante, comparada con la fuerza causada por la presión interna en la tubería.

#### 5.10.4.2 Empuje Desbalanceado.

El empuje desbalanceado en la dirección de cada pata del codo - causado por la presión en la tubería, es :

$$F_2 = pA \sin \theta$$

donde  $p$  es la presión interna,  $A$  es el área transversal del flujo de la tubería, y  $\theta$  es el ángulo de la desviación de la tubería - (Figura 5. ). La resultante hacia afuera del empuje es la suma de vectores de las fuerzas en ambas direcciones de los ejes de la tubería, y es :

$$F_3 = 2 pA \sin \theta \cdot \sin \theta / 2$$

Se deberá diseñar un bloque de anclaje de forma que la línea de acción de la resultante de las fuerzas de resistencia coincidan con la línea de empuje de la tubería.

## 5.11 Medida de Caudal.

### 5.11.1) Medidores de Tipo Venturi.

La medida de flujo se basa en la ecuación de Bernoulli, expresada como :

$$\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = h_1 - h_2 = Ah$$

Para resolver por descarga :

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g Ah}$$

donde, el coeficiente de descarga  $C_d$  es igual

$$C_v \left[ 1 - \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^4 \right]^{0,5}$$

$d$  es el diámetro y  $C_v$  es un coeficiente de velocidad. La pérdida de carga en un medidor Venturi es de aproximadamente sólo

$$0,1 \frac{v_2^2}{2g}$$

### 5.11.2 Boquillas.

Forma acortada de medidor tipo Venturi, el cual tiene una entrada corta en forma de boca de campana redondeada y una expansión abrupta más allá de ella.

### 5.11.3 Orificio.

Un orificio, consiste de una placa delgada con un orificio central, es un método usual de medir el flujo en tuberías grandes. Hay un coeficiente de contracción apreciable en el orificio el cual podría ser tan bajo como 0,61. La fórmula para obtener la descarga es :

$$C_d = C_v C_c / \sqrt{1 - C_c^2 \left[ \frac{d_2}{d_1} \right]^4}$$

### 5.11.4 Medidores de Codo.

En el exterior de un codo, en una tubería, se ejerce una presión mayor que en el interior, debido a la fuerza centrífuga. La diferencia de presión se puede usar para medir el flujo. El medidor deberá calibrarse en el sitio, pero el coeficiente de descarga es aproximadamente :

$$C_d = \sqrt{r/2d}$$

donde r es el radio de curvatura de la línea de centro.

### 5.11.5 Medidores Mecánicos.

Típicamente los medidores mecánicos miden flujo de agua. Un medidor mecánico común tiene un disco giratorio inclinado con un rodillo que gira una carátula. Otros tipos tienen ruedas giratorias, lóbulos o propelas.

#### 5.11.6 Inducción Electromagnética.

Al crear un campo magnético alrededor de una tubería de material no conductor y al ionizar el líquido insertando electrodos, se induce una fuerza electromotriz que puede medirse.

La ventaja del método es que no hay pérdida de carga, y una variedad de líquidos, incluyendo aguas residuales, podrían medirse por este medio.

#### 5.11.7 Medida de Masa y Volumen.

Métodos más exactos de medida para medir la masa o el peso de un fluido corriendo por cierto tiempo, el flujo se desvía dentro un tanque de pesaje.

El volumen de flujo podría ser medido del volumen de llenado en un cierto tiempo.

#### 5.12 Telemetría.

Es la transmisión automática de información y su control en sistemas de tubería. Los cables pueden tenderse simultáneamente con la tubería.

La información requerida podría incluir niveles de agua en los tanques, presiones, flujo, abertura de válvulas, temperatura, calidad o propiedades del fluido, velocidad de la bomba o consumo de energía. La información se lee por un instrumento estandar acoplado por un dispositio

vo mecánico, a una carátula o a un codificador y transmisor.

Las señales podrían enviarse desde un transmisor en forma de ondas analógicas continuas, o en una serie de dígitos.

El sistema de transmisión enviará el mensaje a un receptor acoplado a un traductor de código o a un comparador digital.

La información podría alimentarse a un sistema de almacenamiento de información y guardarse en papel, o cintas magnéticas discos o tarjetas.

### 5.13 Economía en Sistemas de Tuberías.

El costo principal de un sistema de tuberías es usualmente el de la propia tubería. El costo de la tubería es de hecho prácticamente el único costo en los sistemas de gravedad. Sin embargo según aumenta la carga adversa, los costos de energía y de estaciones de bombeo aumentan también.

Los componentes que comprenden el costo de una tubería varían ampliamente de situación a situación. En la tabla 5.10 se muestran, en general, las partes de los costos correspondientes a la instalación de tubería en espacios abiertos y en condiciones típicas. La escala de operación de una línea tiene efecto considerable en los costos unitarios.

De hecho, el que al final de cuentas resulte económico, la instalación de una tubería principal de gran diámetro, dependerá de la escala, así

como de las siguientes consideraciones.

5.13.1 Razón de crecimiento en demanda.

Sería anti-económico operar a factores bajos de capacidad durante los primeros años. El factor de capacidad es la relación de la descarga promedio actual a la capacidad de diseño.

5.13.2 Factor de Operación.

La relación de la producción promedio en cualquier momento a la producción máxima, durante el mismo período, dependerá de la tasa de extracción y puede mejorarse instalando almacenamiento en la zona de distribución.

5.13.3 Costos reducidos de energía causadas por pérdidas de fricción bajas mientras la tubería no está operando a su capacidad total.

5.13.4 Certeza de demandas futuras.

5.13.5 Variación de los costos con el tiempo (tanto de capital como de operación).

5.13.6 Tasas de interés y disponibilidad del capital.

5.13.7 Dificultades físicas en la construcción de una segunda línea, si fue ra necesaria.

El período óptimo de diseño de las tuberías depende de un número de factores no siendo el menor la tasa de interés de los préstamos de capital y la tasa de inflación del costo, en adición a la tasa de crecimiento, escala y certeza de demandas futuras. En la práctica de la industria del agua, se ha encontrado que es económico dimensionar las tuberías para demandas hasta de 10 a 30 años por lo menos. Para entregas grandes y tasas altas de crecimiento, la capacidad técnica podría limitar el tamaño de la línea de tal forma que, podría requerirse suplementar dicha capacidad en 10 años. Las etapas de planeamiento más largas normalmente se justifican para diámetro pequeños y presiones bajas.

Tabla 5.6 Costos Prorratedos de tubería.

Proceso	Costo Prorratedo
Suministro de tubería	55% (Puede reducirse según se desarrollan nuevos materiales).
Excavación	20% (Depende del terreno, puede reducirse según se van mejorando las técnicas mecánicas de excavación).
Tendido y conexiones	5% (Puede aumentar por alzas de salario).
Cubierta y envoltura	2%
Estructuras (cámaras para válvulas, anclajes).	2%
Protección para golpe de ariete.	1%



Adquisición de terreno, caminos de acceso, protección catódica, estructuras de seguridad, verjas, etc.	1%
Costos de ingeniería y estudios de campo.	5%
Costos administrativos	1%
Intereses durante la construcción.	3%

---

#### 5.14 Diseño de la Línea de Impulsión.

El diámetro económico de una línea de bombeo se selecciona en base al tamaño que dará el mínimo costo total anual o costo capitalizado, dependiendo del método del cálculo, siempre y cuando la velocidad del flujo sea adecuada para bombeo de aguas residual es.

Al respecto el Ing. Patricio Gallegos C., en el VI Congreso Brasileiro de Engenharia Sanitaria, expuso su tema :

Dimensionamiento hidráulico de una estacco elevatoria de esgotos, - en el que recomendaba una velocidad de escurrimiento en líneas de descarga cortas, no mayor de  $V = 2.5$  m/seg, para el caudal de bombeo máximo, y una velocidad mínima de autolimpieza de  $V = 0.6$  - m/seg para el caudal mínimo de bombeo.

Además se debe tener en cuenta las recomendaciones de Metcalf & Eddy Inc. en el texto Ingeniería Sanitaria, Redes de alcantarillado y bombeo de aguas residuales, que dice: Si la velocidad del agua en la tubería de impulsión es superior a  $V = 2.0 \text{ m/seg}$  o si existe más de una tubería de impulsión, puede ser necesario proyectar un sistema de descarga especial para reducir la turbulencia, así como un elemento disipador de energía. Ya que una gran turbulencia puede acelerar la liberación resultante de sulfuro de hidrógeno, el cual no solamente produce malos olores, sino que puede ser oxidado a ácido sulfúrico que puede atacar el hormigón y mortero de cemento de la obra de fábrica de la descarga e, incluso en ciertos casos, a la alcantarilla aguas abajo.

Se puede hacer un predimensionamiento en base a la fórmula de Bresse (Manual de hidráulica, Acevedo Netto).

$$D = K \cdot Q^{1/2}$$

D = diametro en m.

K = factor que depende de la naturaleza del líquido, para este caso se adopta 1.3 .

Q = gasto en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$$D = 1.3 \times (2.60)^{1/2} = 2.096 \text{ m} = 82.5''$$

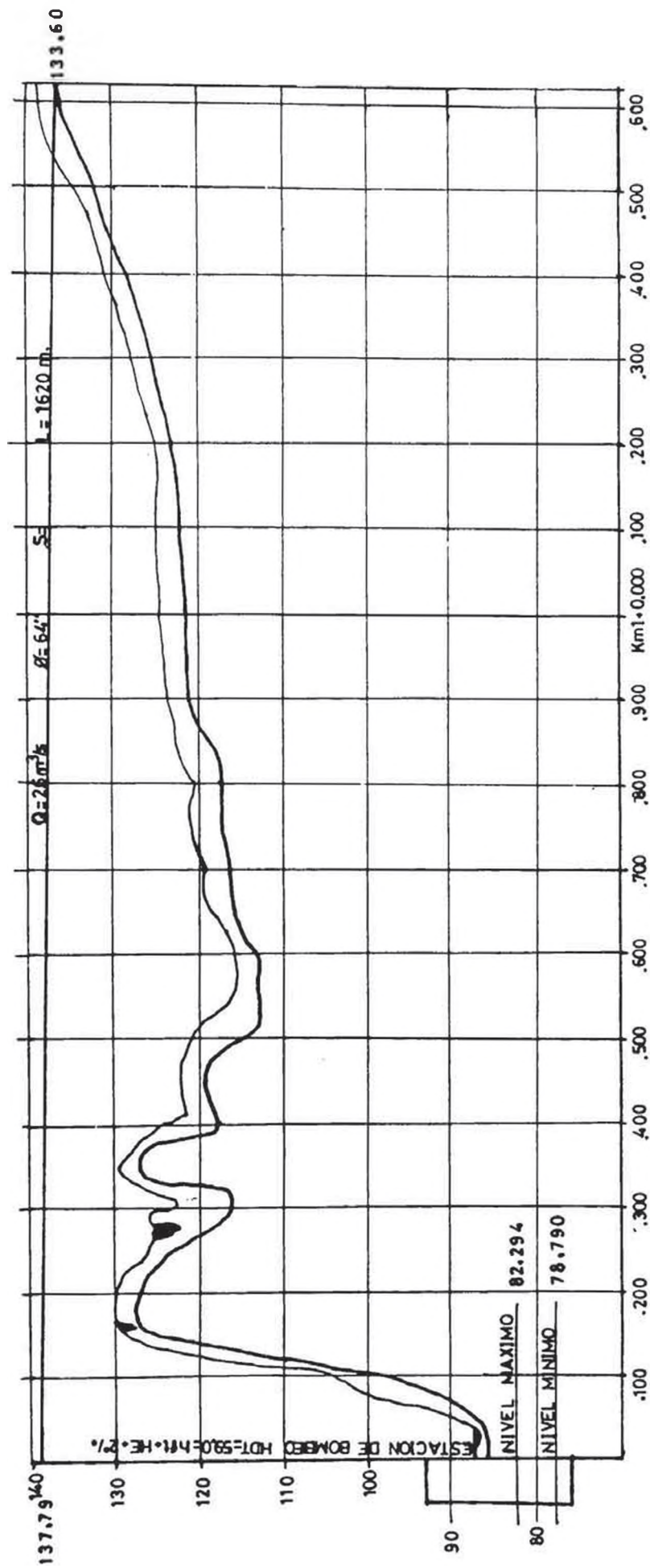
Los diámetros que se tomarían serían: 34", 32", 80". Se tiene que tener en consideración que la estación, N° va a bombear el caudal de  $2.6 \text{ m}^3/\text{seg}$ , durante las 24 horas, ya que durante las horas de mí

nimo consumo de agua (entre 12 de la noche a 6.00 am.), en que el flujo de desague disminuye, trabajarán 3,2 ó ninguno, dependiendo de la disminución del flujo de desague cercano a  $Q_{mín} = 1.14 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Por lo tanto, en el diseño de la línea de impulsión se debe considerar los casos en que funcionarán 3 ó 2 unidades que bombearán 1.95 ó 1.3  $\text{m}^3/\text{seg}$  respectivamente. Ya que se debe verificar, que se cumpla con la velocidad mínima de autolimpieza de 0.60 m/seg para los casos mencionados.

DIAMETRO	2.60	1.95	1.30
D = 84" = 2.10m	0.75	0.56	0.38
82" = 2.05m	0.79	0.59	0.39
80" = 2.00m	0.83	0.62	0.41
76" = 1.90m	0.92	0.69	0.46
72" = 1.80m	1.02	0.77	0.51
68" = 1.70m	1.15	0.86	0.57
64" = 1.60m	1.29	0.97	0.65

Observando el cuadro anterior, se concluye que el diámetro de la línea de impulsión será : D = 64", ya que cumple los re-



LINEA DE IMPULSION

FIGURA 5.2.

querimientos de velocidad mínima de autolimpieza para el caudal mínimo de bombeo, así como la consideración de Metcalf & Eddy,- que la velocidad en la descarga debe ser menor de 2.0 M/seg.

## CAPITULO VI

### DISEÑO ELECTRICO

#### 6.1 Introducción.

En el presente capítulo, que se incluye en la presente tesis se ve en lo referente al diseño eléctrico, sin llegar a la solución y al cálculo del mismo, si no que, la inclusión de este capítulo me servirá más que nada, como información mínima que todo proyectista debe conocer para tomar las previsiones del caso cuando se diseñe aspectos de la estación de bombeo que competen a un Ingeniero Sanitario.

La red eléctrica de la estación de bombeo, tema de estudio y diseño que bien podría ser un tema de tesis, por lo delicado y complejo, ya que, en la estación de bombeo, incluye 5 unidades de bombeo de 600 HP cada uno, aparte de las rejillas de limpieza mecánica, iluminación, ventilación, etc.

El objetivo principal del diseño debe ser la seguridad y lo adecuado del sistema.

El sistema según se construye, deberá cumplir con el Código Eléctrico - Nacional y el Código Nacional de Electricidad.

El grado de flexibilidad del sistema y el grado de su automatización debe rá ser compatible con los conceptos operacionales desarrollados y defini dos en la estación, con el planeamiento de sistemas completos, y más específicamente, con la hidráulica y con los criterios de diseño del pro ceso.

## 6.2 Selección del Voltaje.

La electricidad para la estación de bombeo se ha de obtener de la compañía local de electricidad (electrolima).

Se debe considerar la posibilidad de comparar los costos y ventajas de - comprar la energía a la compañía local de electricidad, en contra de - generarla en sitio.

El voltaje para la generación se selecciona en el nivel más bajo que sea compatible con el tamaño del motor de la bomba. El generador tendrá el voltaje 4% mayor al voltaje del motor de la bomba aproximadamente.

Muchas veces, el voltaje disponible, es más alto que el voltaje que se necesita. En este caso, se debe proporcionar una subestación de transformadores. Estos niveles de voltajes altos y bajos se denominan, común mente, como fuente de energía primarios y secundarios y se facturan -

de acuerdo a ello.

Los motores de determinado cabalaje pueden generalmente obtenerse en varios voltajes comerciales. La ventaja básica de seleccionar el uso de voltaje al nivel de voltaje más alto, consistente con voltajes normales, es que el cable y los tamaños de los conductos sean menores. Además en niveles de voltajes más altos, hay dispositivos de distribución y equipo de control para el motor con capacidad interruptoras de corto circuito mayores.

Los voltajes en estaciones grandes podrían estar en el orden de los --  
150,000 V.

La designación de cabalaje del motor, en clasificaciones prácticas de voltaje, se muestran en la fig. 6.1. Los niveles de control de energía, generalmente, serán de 240 o 120V.

### 6.3 Selección del Sistema.

Para la selección del sistema en el diseño eléctrico, se tendrá en cuenta factores como : Carga total, magnitud individual de las cargas, ubicación de la estación, arreglo de la estación, tamaño y método de operación.

Los parámetros de diseño relacionados con cargas, ubicaciones y arreglos se determinan, generalmente por consideraciones ajenas a las eléctricas como podrían ser las hidráulicas.



# CAPACIDADES FRACCIONALES DEL MOTOR POR LA CLASIFICACION DE VOLTAJE

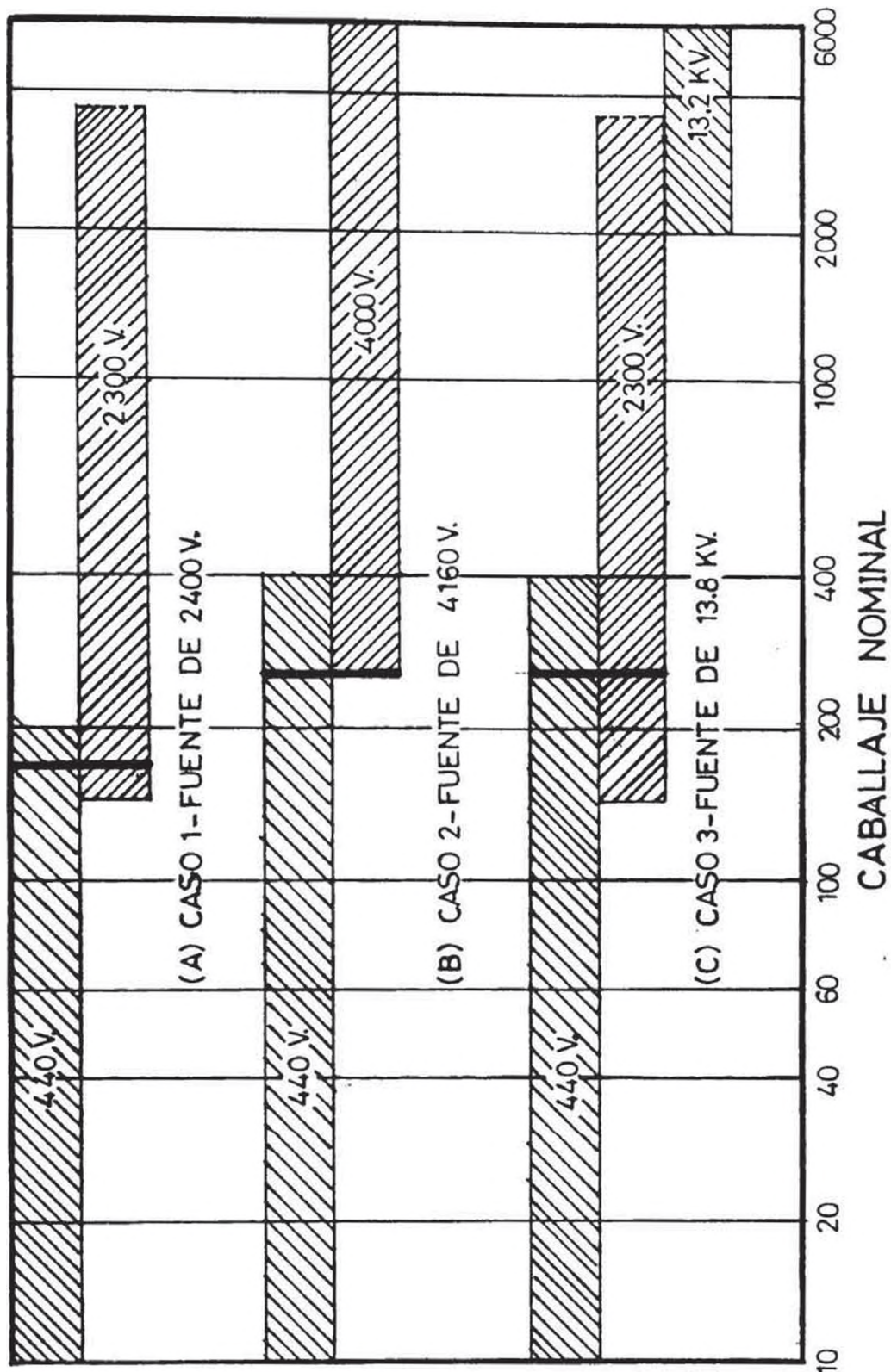


FIGURA 6.1

TOMADO DE:

DESEG OF WASTEWATER AND  
STORM WATER PUMPING STATIONS.  
MANUAL OF PRACTICE Nº FD-4  
CEPIS

**UNI**

TESIS DE GRADO

BACHILLER:

HUAMAN MITMA  
PORFIRIO CIRILO

PROMOCION 84-II

Sin embargo, los aspectos operacionales podrían materialmente influir en la selección de los elementos del sistema eléctrico. Por ejemplo, la frecuencia del arranque de la bomba, el período de bombeo y la necesidad de utilizar tasas de bombeo variable, podrían todas entrar en la determinación del tipo de subsistemas eléctricos requeridos.

Los tipos de sistemas de distribución se clasifican de acuerdo al arreglo de las interconexiones del voltaje primario y del voltaje secundario. En la figura 6.2 se muestran varios tipos básicos.

Los sistemas primarios y secundarios son más flexibles y confiables, a pesar de que son más caros y permiten que el transformador o el alimentador primario estén fuera de servicio simultáneamente, mientras se mantiene la continuidad del servicio.

Otra característica del sistema que establece ciertos requisitos del equipo es el diseño de la conexión a tierra. La operación neutral en tierra - rinde importantes beneficios. Sobrevoltajes instantáneos destructivos de magnitud igual a varias veces el normal, se eliminan en sistemas conectados a tierra.

Se deberá incluir equipo de protección contra sobrevoltajes, para prevenir casos de subida de voltaje destructivas.

#### 6.4 Transformadores.

Las estaciones de bombeo, generalmente tendrán transformadores princi-

# SISTEMAS ELECTRICOS TIPICOS

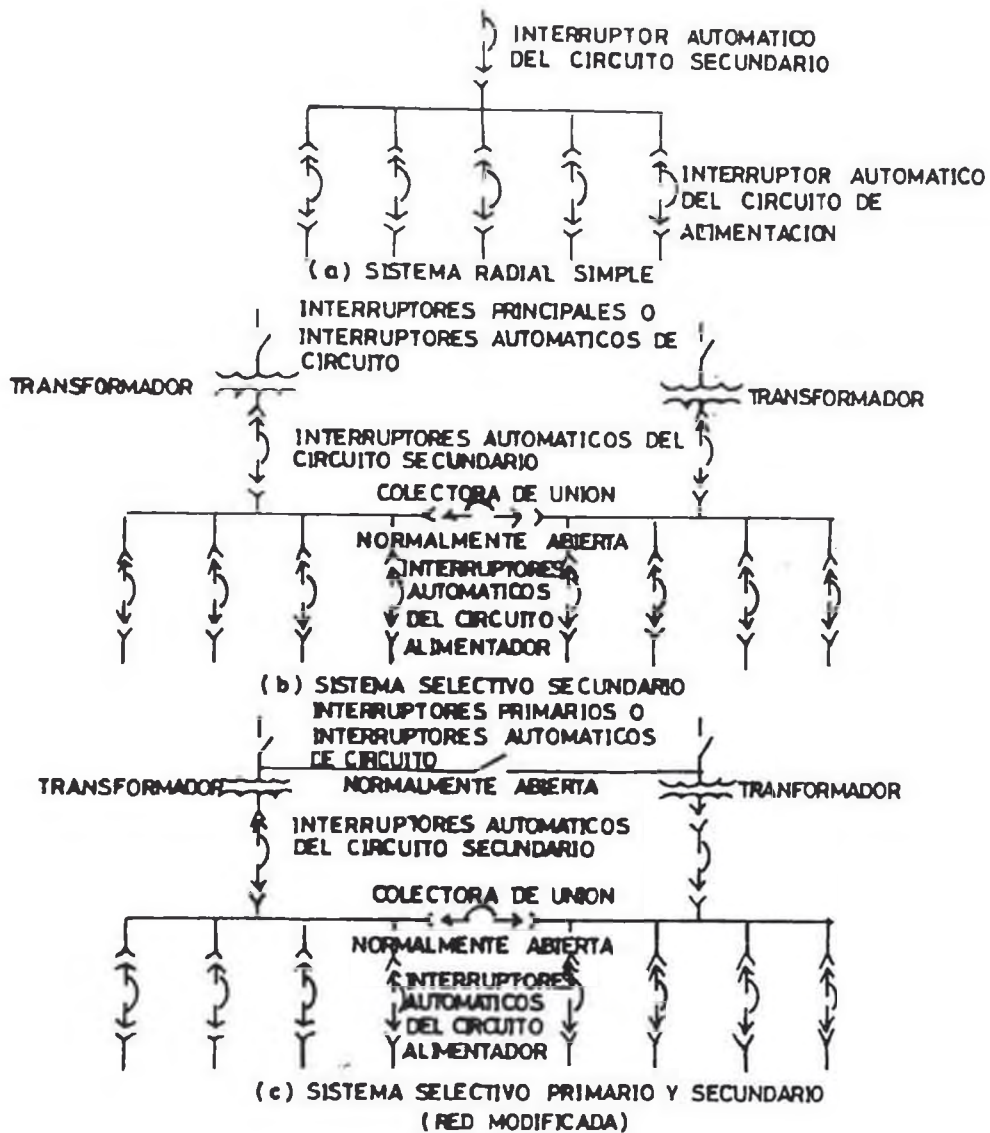


FIGURA 6.2

TOMADO DE:

DESEG OF WASTE WATER  
AND STORM WATER  
PUMPING STATIONS.  
MANUAL OF PRACTICE  
Nº FD-4  
CEPIS

<b>UNI</b>	
<b>TESIS DE GRADO</b>	
BACHILLER:	
HUAMAN	MITMA
PORFIRIO	CIRILO
PROMOCION	84-II

para es de energía, transformadores auxiliares de energía, transformadores para el alumbrado, transformadores para el control de energía y transformadores para medición.

La mayoría de los principales transformadores de energía estarán, generalmente, sumergidos en el líquido debido a que están disponibles en casi todos los tamaños y son altamente confiables. Debido a su alta resistencia al impulso y su habilidad para resistir subidas de voltaje, se considera que poseen el más alto grado de confiabilidad para cualquier diseño de transformador. Los transformadores líquidos son auto-enfriados pero puede forzarse su enfriamiento a un grado elevado para resistir las sobrecargas. Todos los transformadores principales de energía estarán provistos con protección contra descargas eléctricas. Dos tipos comunes de transformadores líquidos son: el llenado con aceite y el llenado con líquido no inflamable. Los transformadores llenos de aceite pueden usarse sólo en exteriores o en cajas especiales a prueba de fuego, debido al peligro de incendio. Los transformadores llenos de líquido no inflamable pueden usarse en interiores o en exteriores. Se debe dar atención especial al tipo y uso de líquidos no inflamables. Transformadores eléctricos del tipo seco, sellados y llenos de gas inerte, están también disponibles para la mayoría de las aplicaciones en que se requieren transformadores eléctricos.

Los transformadores auxiliares y de iluminación más comúnmente usados son secos y auto-enfriados.

Los transformadores de control de energía, generalmente, se instalan en mecanismos de control y equipo de control de motores, con el propósito explícito de reducir el voltaje en el alambrado de control y en las estaciones de control hasta un nivel de operación segura, usualmente de 120 V.

Los transformadores de medición incluyen, tanto los transformadores potenciales como los de corriente dirigido a reducir los valores del voltaje y la corriente a un máximo de 120 V y 5A respectivamente, para aplicaciones de instrumentación y relevo.

#### 6.5 Mecanismos de Control.

Es un nombre colectivo que se da al conjunto de dispositivos para operaciones de interrupción, tanto en condiciones normales como durante fallas de los sistemas de energía eléctrica usados para controlar y proteger los circuitos principales de suministro de energía, los circuitos alimentadores de energía y los circuitos eléctricos interconectados. El mecanismo de control primario está en el lado de alto voltaje de los transformadores de energía y generalmente se usa para seleccionar los circuitos de entrada de energía, para la separación de secciones defectuosas de un sistema eléctrico de la red principal de energía y para la protección de los circuitos eléctricos y de los transformadores de energía. Los mecanismos de control secundario están en el lado de bajo voltaje de los transformadores de energía y generalmente se usan para proteger los alimentadores de energía corto-circuitos y sobre cargas.

El mecanismo de control moderno está completamente ensamblado, encerrado en metal para seguridad, y arreglado en un álimento de componentes funcionales del sistema eléctrico hechos a la medida que son independientes y aislados para el servicio y mantenimiento.

Las clasificaciones básicas del equipo del mecanismo de control están hechas de acuerdo a su voltaje nominal y a su capacidad nominal de interrupción en caso de fallos. El problema radica en escoger el equipo para resistir la duración y magnitud de las fallas y el operarlo, selectivamente, de forma que sólo una mínima porción del sistema se desconecte en caso de problemas. Otras características adicionales incluyen la construcción de una base extrafuerte, ventilación planificada, calentadores, iluminación y cubiertas a prueba de agua con terminación exterior resistente al clima.

#### 6.5 Subestaciones Unitarias.

Es simplemente un arreglo construido integralmente, compuesto de mecanismo de control y equipo de transformador. Una sub-estación se conoce también con frecuencia, como un centro de Cargas. Como está hecho a la medida, la coordinación eléctrica y mecánica de los componentes proporciona una variedad de beneficios que ayudan en el planeamiento, compra, instalación y operación del sistema eléctrico.

El equipo de una sub-estación unitaria puede diseñarse ya sea para aplicaciones interiores o exteriores.

### 6.7 Equipo de Arranque del Motor.

Se debe seleccionar desde varios puntos de vista. Primero, debe ser de la clase de voltaje correcto bajo o alto (esto es, sobre o por debajo de los 600 V, para igualar el voltaje nominal del motor). Segundo, debe ser de un diseño compatible con el tipo de motor (esto es: inducción, síncrono, de rotor devanado o de envoltura múltiple).

El equipo de arranque de bajo voltaje es para usarse por debajo de 600 V. El equipo de arranque usado desde 2.400 V hasta 4.160 V, es generalmente llamado equipo de medio o alto voltaje; mientras que los controles de motor desde 5 KV hasta 15 KV, usualmente, se conocen como arrancadores de alto voltaje.

En las clases de bajo voltaje hay tres tipos de arrancadores de motor :

- 1.- El contactador,
- 2.- La combinación motor arrancador, y,
- 3.- El interruptor automático.

Los contactores son de dos variedades generales, siendo los más comunes aquellos que tienen un grado de interrupción de sólo diez veces la corriente normal asignada. Estos son inadecuados para protección contra corto-circuitos y deben tener protección adicional contra corto-circuito mediante fusibles o interruptores automáticos de circuito.

Algunos contactadores incorporan en un solo dispositivo la protección -

contra corto-circuito y la capacidad de interrupción del motor.

La combinación de fusibles con arrancadores de motor tienen clasificaciones de interrupción general es que dependen del tipo de fusibles empleados.

Los interruptores automáticos de circuito de voltaje medio, pueden usarse como arrancadores de motor. El interruptor automático de circuito del arrancador del motor combina en un solo dispositivo, un medio para activar el motor y un dispositivo protector contra corto-circuitos.

En la región por debajo de los 5Kv, donde pueden aplicarse tanto la combinación de motor arrancador como los interruptores automáticos de circuito, la diferencia principal está en la protección general disponible con los fusibles contra corto-circuitos. Para corto-circuitos muy altos será efectiva la rápida acción y la habilidad de limitar la corriente de los fusibles de los arrancadores. La corriente de entrada para el arranque del motor y los kilo volts-amperes (kVA), típicamente cinco a seis veces la carga completa, causan una caída de voltaje en el suministro de energía eléctrica.

El voltaje reducido de arranque puede ser autotransformador (interruptor de transición cerrado), reactor, resistor, o de control de velocidad electrónico.

Los motores mayores de 150 kW (200hp) son comúnmente operados en



2.400 o 4.160 V. Usualmente, se controlan por arrancadores magnéticos protegidos por fusibles los cuales están lubricados en cajas metálicas separadas o agrupadas. El caballoje más alto es de 2.500 en 2.400 y 4.500 en 4.160 V. La capacidad normal máxima de falla de corriente trifásica en kVA, es 200.000 en 2.400 V y 400.000 en 4.160 V.

#### ó.8. Protección del Motor contra Sobrecargas.

Una de las causas mayores del fallo del motor es por averías del aislamiento del devanado. Las sobrecargas del motor causan calor excesivo que va dañando el aislamiento que por ser acumulativo en cada ocasión en que ocurra una temperatura excesiva, se contribuye al deterioro de todo. Dispositivos de protección contra sobrecarga deberán desconectar el motor antes de que se genere calor excesivo. Como única protección contra todas las variedades de corriente excesiva, se usarán sensores independientes en cada conductor de fase del motor y para cada devanado de velocidad múltiple.

Inicialmente, dispositivo de protección debe dimensionarse o ajustarse de acuerdo con la información que aparece inscrita en la placa del motor que está protegido. Existe un interés creciente en probar en el campo los dispositivos de protección contra sobrecarga, para asegurarse que la protección deseada sea proporcionada cuando sea necesario. Esta prueba puede hacerse como parte de la instalación origi

nal y sugerirse que se efectúe, como parte del mantenimiento preventivo. Si cualquier tipo de protección contra sobrecarga se activa, el problema debe encontrarse y solucionarse.

#### 6.9 Controles y Alarmas.

Los controles deberán ser sencillos, directos y confiables. En las estaciones grandes se están empleando, cada vez más, los sistemas de control centralizados que arrancan y paran automáticamente las unidades de bombeo y las válvulas asociadas y accesorios, después de que se activen los dispositivos sensores automáticos o se presione un botón. La instrumentación puede consistir de manómetros, controles y registros de presiones y de niveles, indicadores y registros de flujo, y dispositivos eléctricos tales como amperímetros, watímetros y voltímetros.

El equipo de control supervisor se puede operar por medio de líneas de teléfono de dos alambres, por radio o por ondas. En adición, se puede emplear equipo telemétrico para transmitir lecturas del instrumento sobre los mismos canales, o canales adicionales de comunicación.

Prácticamente todos los sistemas de control supervisores disponibles comercialmente pueden realizar las mismas funciones, varían ampliamente en su rendimiento completo debido tanto a los diferentes principios de operación como a los refinamientos incorporados en su diseño.

El equipo de control también incluye aparatos y dispositivos accesorios

para arranque, parada, regulación y protección de los motores y otro equipo.

Los controles de nivel de líquido, generalmente, emplean electrodos, boyas, dispositivos sónicos o dispositivos neumáticos para detectar los niveles. Las boyas de metal normalmente no duran mucho en aguas residuales, pero las de cerámica y las de plástico resisten la acción química y acusan una vida razonable.

El control remoto se lleva a cabo enviando señales de control sobre circuitos de teléfono, por radio o por líneas conductoras de energía desde la ubicación controladora. El estado de las bombas y válvulas, las alarmas de operación y las variables medidas tales como nivel del foso húmedo, flujo de la estación, y la presión, son medidas a distancia desde la estación a la ubicación controladora, para proveer al operador los medios para monitorear la eficiencia de la estación.

Las señales usadas para estos propósitos pueden ser simplemente tonos audibles, prendidos o apagados, cambiada ligeramente de frecuencia, o puede ser una serie codificada de "bits" binarios.

#### 6.10 Cable.

La selección de cualquier sistema de cables deberá tomar en consideración lo siguiente :

- Condiciones de Operación.

- Tipo de instalación del cable.
- Selección de la construcción del cable (si es a prueba de agua y resistente a la corrosión).
- Tipo de aislamiento y protección.
- Selección del tamaño del conductor.

La secuencia anterior deberá seguirse en cada aplicación eléctrica, de bido a que cada una de las primeras cuatro, pueden afectar la selección del tamaño requerido.

Las instalaciones exteriores de cable pueden ser aéreas o enterradas y las interiores en conductos o montadas en ganchos portacables.

## CAPITULO VII

### CONTROL DE OLORES

El olor de las aguas residuales frescas es débil y no necesariamente objetable. Sin embargo, a medida que disminuye el oxígeno disuelto en las -- aguas residuales se crean condiciones anaerobias. Cuando las aguas residuales se descomponen por acción de bacterias anaerobias, se empiezan a - formar gases de olor desagradable. Si la condición de putrefacta existe por un periodo extenso, las aguas residuales se ponen sépticas y las burbujas - de gas salen a la superficie pudiendo presentarse una espuma negra.

#### 7.1 Orígenes de Olor.

En aguas residuales, cualquier materia orgánica conteniendo sulfato y nitrógeno en periodo de descomposición por bacterias anaerobias, podría - producir olores ofensivos. Las sustancias que se emiten podrían clasifi - ficarse como gases inorgánicos y vapores orgánicos.

Los gases inorgánicos incluyen hidrógeno sulfurado ( $H_2S$ ), Amoníaco ( $NH_3$ ), bióxido de carbono ( $CO_2$ ), metano ( $CH_4$ ), nitrógeno -

(N<sub>2</sub>) oxígeno (O<sub>2</sub>) e hidrógeno (H<sub>2</sub>)<sup>2</sup>. Con excepción del hidrógeno sulfurado y el amoníaco, la mayoría de los gases inorgánicos son inodoros.

Algunas de las sustancias productoras de olor de origen orgánico son los mercaptanos, metilsulfitos, aminas, indoles, escatoles y fenoles. - Algunos ácidos orgánicos, aldehídos y acetonas, también resultan - ofensivos para ciertos individuos.

El olor de las cloacas, normalmente, lo causa una mezcla de los gases inorgánicos y los vapores orgánicos junto con los solventes volátiles y las materias de base de aceite mineral que se descargan en las cloacas desde varios puntos.

## 7.2 Práctica Normal para El Control de Olores.

El olor objetable que podría estar presente en una estación de bombeo es causada, usualmente, tanto por el olor que escapa de las aguas residuales sin oxígeno según entran a la estación, como por el olor producido en el foso húmedo de la estación cuando las aguas residuales llegan a perder todo su oxígeno o a ponerse septicas.

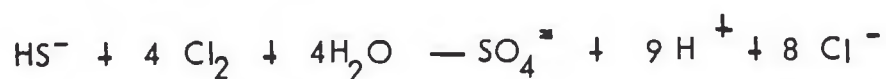
Los olores, generalmente, pueden controlarse añadiendo materia química oxidante, ajustadores de pH, sales metálicas, disfrazando los olores con aditivos químicos, aeración o adsorción por carbón activado.

### 7.2.1 Dosificación de Productos Químicos Oxidantes.

Los productos químicos usados normalmente para oxidación son: cloro, ozono, peróxido de hidrógeno y permanganatos.

#### 7.2.1.1 Cloro.

La cloración es el tratamiento químico más ampliamente usado - en la industria del control de la contaminación. El gas cloro y las soluciones de hipoclorito, controlan exitosamente los crecimientos de bacterias anaerobias y oxidan las sustancias causantes de olores, tales como el hidrógeno sulfurado y los mercaptanos. Agregar cloro a las aguas residuales no solamente podría inhibir la actividad de las bacterias productoras de sulfitos, sino que - también podría controlar el crecimiento de la babaza que protege a las bacterias del cloro. La dosificación de cloro oxida los sulfitos a sulfatos de acuerdo a la ecuación siguiente:



Se requieren aproximadamente 8,9 gr. de  $\text{Cl}_2$  para reaccionar con cada gramo de sulfito. Se ha reportado, sin embargo, que podría necesitarse una dosificación de cloro de 10 a 15 mg/l por cada mg/l de sulfito, para controlar efectivamente los olores relacionados con el sulfito. En algunos casos cloro en la - proporción de 20 mg/lit.

#### 7.2.1.2 Ozono.

Es un agente oxidante fuerte y eficiente como desinfectante. El oxono podría utilizarse para controlar olores, tanto en las aguas residuales como en la atmósfera. Sin embargo, debido a su naturaleza inestable, debe generarse en el punto donde se vaya a usar.

La aplicación del ozono debería manejarse cuidadosamente debido a que en mucho el ozono puede ser tan objetable como el olor mismo.

#### 7.2.1.3 Peróxido de Hidrógeno.

Es otro agente oxidante fuerte y efectivo. Se ha usado con éxito en al cantarillas y en las fosas húmedas de las estaciones de bombeo para control de olor. Aunque estoquiométricamente, una razón de peróxido de hidrógeno a hidrógeno sulfurado de 1:1 satisfacería la reacción química, en la práctica se usa una dosis más alta. El peróxido de hidrógeno también se usa como una fuente suplementaria de oxígeno disuelto.

#### 7.2.1.4 Permanganatos.

Son también agentes oxidantes fuertes. Sin embargo, el alto costo del producto comparado con otros agentes oxidantes, hace a los permanganatos menos competitivos para el control de los



olores en el tratamiento de aguas residuales.

#### 7.2.2 Ajuste del pH.

En un pH sobre 9, el  $H_2S$  no está presente. Por lo que, si el pH de las aguas residuales se eleva, el contenido de  $H_2S$  se reducirá y con ello también el nivel de olor. La soda cáustica y la cal se usan, regularmente, para elevar el pH de las aguas residuales al nivel deseado.

#### 7.2.3 Sales Metálicas.

Las sales metálicas han sido usadas para reaccionar con los sulfitos disueltos y formar un precipitado relativamente insoluble y reducir de esta manera las contaminaciones causantes del olor.

#### 7.2.4 Encubridor de Olor.

Encubrir el olor es añadir un producto químico al oroso de una intensidad tal que los olores objetables se noten menos. Los encubridores de olores se usan, frecuentemente, en aguas residuales como un medio de emergencia de combatir temporariamente los problemas de olores.

#### 7.2.5 Aeración.

La introducción de aire en las aguas residuales para evitar un ambiente anaerobio, es el concepto de control de olor. El diseño -

adecuado del sistema de aeración es crucial si se quiere evitar la entrada del aire en líneas de alcantarillado y estaciones de bombeo.

#### 7.2.6 Adsorción por Carbón Activado.

El aire oloroso descargado desde el foso húmedo de la estación de bombeo debe desodorarse pasándolo a través de un filtro de carbón activado antes de liberarlo en la atmósfera. Una estación relativamente sellada con un sistema de circulación de aire eficiente, aumentará la eficiencia de adsorción del carbón.

## CAPITULO VIII

### ADITAMENTOS ACCESORIOS DE LA ESTACION

Los aditamentos accesorios de una estación de bombeo incluyen controles de bombas, grúas, dispositivos de seguridad, etc.

La ubicación de los aditamentos accesorios es extremadamente importante. Deberán estar accesibles y no deberán estar sujetos a inundaciones.

#### 8.1 Medidores e indicadores de Presión.

Para estaciones de tamaño medio y grandes es deseable tener un medidor de flujo que indique y registre la descarga de la estación, y un registrador e indicador de presión, que muestre la presión de descarga del cabezal de tubos de la estación. Esta información es importante desde el punto de vista operacional, pero es de valor inestimable, si llega a ser necesario aumentar la capacidad de bombeo. Es útil tener un medidor del tiempo transcurrido montado en cada arrancador del motor.

## 8.2 Equipo para Suministro de Agua y Sello de Agua.

Deberá mantenerse una separación positiva entre el sistema de agua potable y cualquier línea sujeta a contaminación. Se deberán colocar le treras de advertencia en todas las llaves de agua que no estén conectadas directamente al abastecimiento de agua potable. Es deseable tener lla ves para mangueras en los fosos de las bombas y en los cuartos de re jillas.

El agua residual puede detenerse si hay una ruptura positiva con una bur buja de aire entre el suministro de agua potable y el sistema de sello de agua.

En sistemas de sello de agua con una burbuja de aire, el agua potable, normalmente, es descargada en un tanque de nivel constante que esté ubicado sobre cualquier nivel de inundación posible. La descarga del agua potable en el tanque de nivel constante, normalmente, se contro la por una válvula de boya.

Donde la conservación de aguas es deseable, o donde se usa empaque impregnado de grafito para la bomba, las válvulas de solenoide entre ce rradas con los arrancadores de la bomba, pueden instalarse en las líneas individuales de sello de agua de forma que esta sea suministrada a una unidad sólo cuando la bomba esté operando.

Un suministro de aproximadamente 0.2 lt/seg (3 gal/min) para cada empaquetadura del casquillo de la bomba, es adecuado para esti mar -

Los requisitos de suministro del sello de agua.

### 8.3 Lubricación de la Bomba.

En adición a la lubricación con agua, otros dispositivos o accesorios pueden lubricar los sellos de la bomba y las chumaceras. Tales dispositivos incluyen engrasadores mecánicos accionados por resortes; lubricadores de aceite por gravedad que pueden ser controlados por solenoides para que abran cuando el motor de la bomba corre; y lubricación por el líquido que se está bombeando (el cual es tomado de la descarga de la bomba y que puede emplear un filtro de línea).

### 8.4 Grúas y Ascensores.

Grúas operadas manual o eléctricamente fijas o portátiles, deberán instalarse para manejar el equipo y los materiales que no pueden levantarse fácilmente, o ser removidos de la estación en forma manual. Puede ser aconsejable proporcionar grúas deslizantes sobre puentes móviles y grúas operadas eléctricamente en estaciones grandes. Las grúas deberán proporcionarse sobre rejillas, bombas o motores, y en otros lugares donde sea necesario levantar piezas de equipo o embases que no pueden ser manejados por dos hombres.

Para evitar accidentes y daños que ocurren comúnmente cuando se usan escaleras o escalones en las estaciones profundas, es deseable usar ascensores para el personal.

### 8.5 Aeración.

Para el control de olor o para la protección contra la corrosión por sulfuros, puede ser deseable la aeración de las aguas residuales en las estaciones de bombeo para así reestablecer o mantener condiciones aerobias, particularmente en la descarga a líneas de bombeo largas. Cuando la aeración se usa en el foso húmedo o en la succión de la bomba, deberá consultarse al fabricante de la bomba para evitar "bolsas de aire" en las bombas y la cavitación de las mismas. Cuando el aire se inyecta aguas abajo de la bomba, deben usarse válvulas desfogadores de aire, adecuadas para las aguas residuales y ventosas en el extremo de la tubería a presión.

### 8.6 Características de Seguridad.

Las siguientes características de seguridad deben incluirse en todas las estaciones :

- 1- Deberán proporcionarse barandas alrededor de todos los registros de inspección y agujeros donde las cubiertas puedan ser levantadas durante la operación, y en otros sitios donde hay diferencia de nivel o donde hay peligro de que el operador se pueda caer.
- 2- Se deben colocar protectores en y al rededor de todo equipo mecánico donde el operador pudiera entrar en contacto (o su ropa podría enredarse) con cintas movibles, guías, cadenas movibles, ejes giratorios, u otras partes movibles del equipo.

- 3- Se colocarán letreros de advertencia cerca de maquinaria peligrosa, obstáculos escondidos, y cualquier otro sitio peligroso. Las reglas para una buena práctica de seguridad deberán colocarse en sitios adecuados.
- 4- Se proporcionarán tapetes de hule de un tipo adecuado, frente a todo equipo eléctrico donde haya peligro de choques eléctricos. El equipo eléctrico y el alambrado deberá estar aislado y llevado a tierra adecuadamente. Los interruptores y controles serán del tipo que no producen chispas. Se proporcionará iluminación adecuada en todos los sitios, especialmente, donde hay equipo en movimiento o aberturas en los pisos. Los alambres y dispositivos en área de peligro deberán ser a prueba de explosión.

Todos los tomacorrientes deberán ser del tipo de enchufe de tres patas con conexión a tierra, y se llevará a cabo una prueba de tierra de cada uno después de hecha la instalación. Las herramientas portátiles para electricidad, los cordones de extensión y las luces portátiles, deberán ser del tipo de tres alambres con conexión a tierra. Los interruptores de clavija deberán estar clasificados "T".

Es una buena práctica proporcionar un letrero prominente en el control del interruptor principal estableciendo el voltaje de servicio.

- 5- Es preferible el uso de escaleras a las escaleras de mano o a escalones de registro de inspección, preferiblemente, con tramos rectos en lugar de circulares. La huella de la escalera deberá ser del tipo anti-resbaladizo. Las escaleras verticales se proporcionan con jaulas de seguridad. Las escaleras verticales más altas de 2,40 M. (8 piés) deberán proveerse de plataformas intermedias o descansos. El uso de escalones del tipo de registro de inspección, debe usarse estrictamente en áreas de poco uso, y, de ser posible, en cambios de nivel que no excedan 2,4 M (8 piés). Deberán proveerse barras de agarre apróximadamente a 1,2 M (4 piés) sobre el nivel del descanso adyacente al escalón más alto.
- 6- La posibilidad de resbalar en aceite o en crecimientos biológicos que pueden desarrollarse cerca de los escapes, presenta un peligro considerable de seguridad por lo que es importante un drenaje adecuado.
- 7- Un teléfono es muy deseable ya que permitirá al operador mantener contacto regular con la oficina principal. Además, en caso de accidentes, fuego, o dificultades con el equipo, le permitirá obtener ayuda tan rápidamente como sea posible.
- 8- Estará disponible el equipo de prueba y monitoreo para detectar contenidos gaseosos en la atmósfera (particularmente en el foso húmedo), para niveles de oxígeno y para gases tóxicos. Mez -



clas explosivas también pueden estar presentes debido a que es casi imposible eliminar completamente, la descarga de sustancias inflamables en las alcantarillas de sistemas grandes. Los sistemas de ventilación mecánicos, tanto en fosos húmedos como en fosos secos, disminuirá el peligro de explosión en espacios cerrados.

- 9- Deberán ubicarse estratégicamente extinguidores de fuego de tipo adecuado a través de toda la estación. Se evitará el uso de tipos de tetracloruro de carbono debido a la toxicidad de este líquido y su vapor.
- 10- Arnéses de seguridad con sogas, suministro de primeros auxilios, gorros duros de seguridad, anillos flotantes tipo salvavidas, respiradores de oxígeno, deberán tenerse en almacén o entregarse a cada brigada de trabajo.

### 8.7 Drenaje.

Se proporcionarán sumideros de drenaje para goteo del empaque de las bombas o del sello de las mismas, los desechos de dehumificación o condensación, fugas de tubería, infiltración de agua subterránea en las estructuras y fugas de aguas residuales, tanto inadvertidamente como por desmantelamiento de bombas o tuberías.

La caja de estopas de la bomba, usualmente está conectada a un dre-

naje por tuberías de 13 mm (0,5 pulgadas). Las ventosas o descargas de aire de las bombas de autocebado deberán tener tubería dimensionada en forma adecuada hacia una canaleta de drenaje o hacia un sumidero.

Las bombas de drenaje de las fosas secas deberán equiparse con bombas de sumidero activadas, automáticamente por nivel.

### 8.8 Partes Auxiliares.

Partes misceláneas que pueden ser incluidas particularmente en estaciones grandes, son:

- Compresores de aire para sistemas de control de burbujas y sistemas de engrase.
- Dehumificadores para control de condensación.
- Protección por ánodos de sacrificio o sistemas de protección catódica contra electrólisis para estructuras de acero.
- Cuarto para aseo, ducha y facilidades sanitarias.
- Protección contra golpe de ariete.
- Facilidades para dosificación de productos químicos y almacenamiento, y
- Evitadores de reflujo.

## CAPITULO IX

### CONSIDERACIONES SOBRE OPERACION Y MANTENIMIENTO DURANTE EL DISEÑO

#### 9.1 Introducción.

Un efecto para el público en general cuando ocurren problemas en una estación de bombeo de agua residual es que debe enfrentarse con las vistas, residuos y olores que se producen. Los derrames y reflujos de aguas residuales, además que indisponen al público, constituyen un peligro a la Salud cuando éstos están en ó cerca de zonas residenciales, causando serios problemas de olores y al mismo tiempo crean depósitos de basuras, sólidos y escombros desagradables a la vista. Estos incidentes muchas veces son causados por falla en la operación, el mantenimiento y un pobre diseño de la estación de bombeo.

Aunque no se puede sobre-enfatizar la importancia de la operación y mantenimiento, es igualmente importante tener facilidades diseñadas que pueden ser operadas y mantenidas fácilmente. Es importante el fácil acceso al equipo, así como la fácil y necesaria remoción del

equipo.

Los sistemas hidráulicos y eléctricos deben ser adecuados para flujos nominales variables.

Se debe proporcionar una segunda fuente de energía, por medio de un generador o de una conexión de energía secundaria. Para el caso del presente proyecto no se considera necesario una segunda fuente de energía.

Los controles de las bombas deberán ser del tipo confiable y que pueda limpiarse fácilmente para removerse la grasa. La operación y el mantenimiento planificados son esenciales en una estación de bombeo de Aguas Residuales bien diseñadas.

Una de las formas más importantes de asegurar una estación de bombeo eficiente es, que los boletines de operación y mantenimiento de todo el equipo y los dibujos del fabricante, se envíen al personal adecuado antes del arranque de la estación de bombeo. Además, se instruirá al personal de operación adecuadamente en las características o diseño y de operación de la estación de bombeo.

## 9.2 Filosofía de la Operación.

La automatización no debe ser excesiva y su aplicación debe ser adecuada, pues usado correctamente puede simplificar las tareas del operador y mejorar la eficiencia de la operación. Se debe proporcionar

Los medios para operar la estación de bombeo en caso que falle el equipo automatizado.

#### 9.2.1 Bombeo a Velocidad Variable Versus a Velocidad Constante.

Debido al alto costo inicial del equipo y los requisitos adicionales de mantenimiento, los controles de bombas de velocidad variable deberán instalarse sólo donde su uso justifique su costo, es por esto que se adopta el uso del equipo de bombeo de velocidad constante.

#### 9.2.2 Observación a Distancia Versus Visitas Diarias.

La observación a distancia ("monitores") permiten que se despachen brigadas de mantenimiento a la estación de bombeo sólo cuando existen la necesidad, y posiblemente antes de que ocurran serios problemas. Los puntos que frecuentemente se monitorean a distancia incluyen: flujo, fallo de bombas, nivel alto del foso húmedo y posiblemente, pérdida del suministro normal de energía.

Las visitas diarias o regularmente programadas a la estación de bombeo, aseguran que alguien estará presente para notar condiciones no usuales para llevar a cabo funciones de mantenimiento preventivo y para prestar servicios de rutina, tales como el cambio de las gráficas de registro, el alterar la secuencia de funcionamiento de las bombas y para ejercitar los generadores de emergencia si hubiera.

### 9.2.3 Alternación Automática de las Bombas Versus Alternación Manual de las Mismas.

El alternar el funcionamiento de las bombas asegura que cada bomba recibe igual uso. Se disminuyen los problemas de operación resultantes del deterioro del equipo y del confinamiento de aire en las bombas, el alternamiento automático tendrá algunos medios convenientes de control manualmente el equipo.

### 9.2.4 Prueba Automática Versus Prueba Manual del Generador de Emergencia.

La prueba automática no es recomendable, los generadores de emergencia se deberán probar manualmente.

### 9.2.5 Tipo de Sistema de Alarma.

Para detectar el mal funcionamiento en la estación de bombeo, generalmente sólo las condiciones críticas que afectan su funcionamiento se debe conectar a la alarma. Estas condiciones deberán incluir nivel alto del foso húmedo y fallas de la bomba.

### 9.2.6 Instrumentación.

La instrumentación en una estación de bombeo se proporciona sólo si el parámetro medido le da información útil y significativa al operador.

### 9.3 Selección de la Estación de Bombeo.

La clase de estación de bombeo se determina por su capacidad de diseño, tipo de bombas, función, tipo de construcción, etc.

En el presente proyecto, la estación tendrá 5 unidades de bombeo del tipo Centrifuga de Flujo Mixto de eje Vertical de 2 impulsores, que estarán ubicados en la cámara húmeda y sus respectivos motores en la cámara seca.

El funcionamiento de la estación de bombas será en forma continua durante las 24 horas del día, siendo el caudal de bombeo de  $2.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$  mediante 4 unidades.

Por ser el líquido a bombear, Aguas Residuales y tener ésta variados objetos en sus suspensión o flotando, como animales muertos, palos, trapos, latas, residuos de comida, cáscaras, arenas, limos, etc., los cuales podrían atascarse en los impulsores e inclusive desgastarse y disminuir la eficiencia de las bombas, es por esto que se incluye Cámara de Rejas Gruesas de limpieza manual, Desarenadores y Cámaras de Rejillas de limpieza Mecánica.

Este tipo de estaciones de Bombeo de Aguas Residuales, teniendo en cuenta, la dimensión del caudal a bombear, no existen en nuestro medio, ya que la mayoría de estaciones de bombeo de Aguas Residuales no llegan siquiera a  $1.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Este tipo de estaciones, sin embargo es común en

países desarrollados como Brasil, EE.UU., Japón, etc., en donde se dispone inclusive, la tecnología y equipamiento necesarios.

La disposición de los componentes de la Estación de Bombeo del presente proyecto, es un modelo típico de Estación de Bombeo de Aguas Residuales del manual de Equipos KUBOTA del Japón.

#### 9.4 Materiales de Construcción.

La construcción de Hormigón es una alternativa usada más frecuentemente en estaciones muy profundas.

Cuando se usa Hormigón, debe tomarse en consideración la condensación en las paredes interiores.

#### 9.5 Manejo de los Sólidos.

La Estación de Bombeo del presente proyecto está provisto de dispositivos de ramizado de las Aguas Residuales para evitar que se obstruyan las bombas. Los dispositivos de tamizado deberán estar convenientemente accesibles al personal de operación y deberán estar en un área ventilada y bien iluminada.

Deberá haber agua a presión disponible para propósitos de limpieza. Para las Rejas Gruesas, deberá disponerse de herramienta necesaria para la ex



tracción de los residuos retenidos y depósitos para la recolección y disposición del material extraído. Asimismo, se instalarán Contenedores cercanos o instalados en lugares accesibles de vehículos que evacuarán los residuos extraídos, hacia su disposición final, tanto cercanos éstos de las Rejas Gruesas, Desarenadores, Rejillas. Existen trituradores de residuos retenidos denominados COMMINATORS, el cual podría ser utilizado como alternativa, de utilizar Rejillas de Limpieza Mecánica, puesto que hay disponible estos equipos para la capacidad de diseño utilizado. Inclusive sería más ventajoso, en el sentido que éstos equipos trituran el material retenido y los retornan al Agua para su posterior bombeo, sin afectar el funcionamiento de estas, además se elimina en parte, tener que extraer material y su posterior evacuación. La desventaja de utilizar éstos equipos es que está limitado su funcionamiento a un máximo de 12 horas en forma continua.

#### 9.6 Acceso.

En las estaciones de bombeo diseñadas, se prefiere el uso de escaleras o escalones verticales debido a que la gente debe entrar frecuentemente. El equipo y las herramientas también deben introducirse y sacarse de las estaciones. Debe haber un fácil acceso para que el personal pueda entrar a las estaciones a realizar inspecciones de rutina.

Se proporcionará espacio suficiente para desarmar y reparar los equipos mecánicos y demás componentes en la estación. Es aconsejable asumir que todo el equipo tendrá que removerse en algún momento para su debido mantenimiento.

Ninguna estación se diseñará de manera que haya que instalar el equipo antes de terminar la estructura.

La colocación de la tubería, las bombas, las válvulas y las válvulas de retención cerca del nivel de piso en las estaciones de bombeo, facilita el mantenimiento. Deberá haber suficiente espacio para que las personas puedan desplazarse libremente sin tener que rodear (o tener que brincar) las tuberías de succión y descarga.

El espacio libre superior debe tomar en consideración el tamaño del equipo, especialmente las bombas verticales y el espacio libre necesario para desarmar las partes que componen todo el equipo, considerar las dimensiones que se muestran en los catálogos del fabricante.

Resulta útil instalar una válvula de compuerta instalada en la línea de presión justo fuera de la estación, para que en caso de reparaciones no se tenga que vaciar la línea de presión dentro del foso seco de la estación.

### 9.7 Mantenimiento.

Puede asumirse que cada pieza del equipo instalado en una estación de bombeo, tendrá que ser removida durante la vida de la estación. Las vigas aéreas centradas sobre el equipo que se va a remover, equipadas con montacarga de cadena o montacargas eléctricos, son igualmente útiles para facilitar la remoción del equipo. Es útil tener una viga o un monorial que conduzca a través de puertas dobles a donde el equipo pueda ser cargado a un camión desde un muelle de carga.

Los ganchos en el techo, trípodes y marcos en forma de A, son útiles para desarmar equipo, pero no son adecuados para removerlo. Las grúas de pivote y los monorieles, son accesorios adecuados para la instalación y remoción del equipo.

Es importante proporcionar suficiente espacio dentro de la estación, para hacer la reparación del equipo y para acomodar las piezas que se van a remover.

Dependiendo del tamaño de la instalación, debe darse consideración a dividir los pozos húmedos en compartimentos de tal manera que, cada compartimento, pueda ser limpiado cuidadosamente de depósitos de arena y grasa mientras continúa el bombeo de las aguas residuales sin interrupción, a través de los otros compartimentos del pozo húmedo.

Los compartimentos deberán estar unidos por agujeros equipados con compuertas de forma que pueda usarse cuando sea necesario la capacidad total del pozo húmedo.

El agua, frecuentemente, es necesaria en las estaciones de bombeo para - usarse en los lavabos y en los inodoros, para limpiar el edificio y para - los casos donde se incluya un foso seco en el diseño de la estación. Los pozos húmedos necesitan lavarse a presión y limpiarse frecuentemente - para reducir las acumulaciones de grasa en las paredes, la grasa puede - desprenderse, ser succionada por las bombas y atascar los impulsores y - las válvulas de retención.

Muchas bombas requieren sello de agua para lavar a presión el eje de - la bomba y enfriar el empaque dentro de la caja de estopas. Un sistema - de sello de agua que se usa agua a presión es, por mucho, el sistema - más eficiente. El sello mecánico probablemente requerirá menos mante - nimiento que cualquier otro sistema de sello de la bomba.

Una zona de carga es algo que debe tener una estación de bombeo dise - ñada a la medida, ya que facilita cargar el equipo en los camiones y - además simplifica la descarga del equipo que ha sido reparado.

Un inventario de piezas de repuesto es una parte esencial del sistema de - mantenimiento preventivo.

Es necesario disponer de iluminación adecuada en forma tal que el trabajo de mantenimiento pueda realizarse en las estaciones de bombeo. Debido a que, frecuentemente, se usan herramientas eléctricas pequeñas para el mantenimiento, deberán colocarse tomacorrientes eléctricos o un compresor portátil cerca del equipo mecánico para las herramientas operadas por aire.

## 9.8 Operaciones de Emergencia.

### 9.8.1 Suministro de Emergencia.

La pérdida de energía eléctrica es la emergencia encontrada más frecuente, en consecuencia en el diseño se puede agregar generadores de emergencia, así como, el usar una fuente independiente de energía.

### 9.8.2 Generador de Emergencia permanente versus Portátil.

Un generador eléctrico de emergencia de máquina diesel con un interruptor de transferencia automática, es el sistema de soporte deseable para una estación de bombeo grande y crítica. El generador portátil afronta las peores condiciones del tiempo. Frecuentemente llega a ser imposible el mantenimiento de servicio mínimo.

### 9.8.3 Segunda Fuente Independiente de Energía.

En varias instalaciones se proporciona un suministro de energía de soporte por medio de una segunda fuente de energía independiente

### 9.8.4 Protección contra Inundaciones.

Deberá anticiparse y protegerse las estaciones de bombeo contra inundaciones resultantes del fallo eléctrico, los motores deberán colocarse sobre el nivel máximo de inundación. Los dispositivos de alumbrado y los controles deberán ser a prueba de agua. Las salidas eléctricas deberán ubicarse sobre el nivel máximo de inundación.

La ventilación natural proporciona también condiciones de trabajo más seguras.

Cualquier conexión o conducto entre el pozo húmedo y el pozo seco deberá estar adecuadamente tapado para evitar filtraciones.

### 9.8.5 Operación de Emergencia Adoptado.

Para el presente proyecto se debería incluir una fuente de energía de emergencia, sólo para el funcionamiento de válvulas eléctricas, iluminación y funcionamiento de ventiladores, para el caso en que el corte del fluido eléctrico sea mayor de 30 minutos. Para esta eventualidad, la cámara húmeda estará provisto de un canal de rebose, que

estará conectado a una tubería, que parte de la estación, e irá en dirección a un buzón cercano del colector circunvalación, la acción inmediata a realizar será, cerrar la compuerta ubicada aguas arriba de la estación (a unos metros), que hará posible el flujo de desague se desvíe por acción de un buzón que estará ubicado aguas arriba de la compuerta.

#### 9.9 Seguridad.

Los sistemas de ventilación mecánica con conductos que llegan hasta 0,6 M ( 2 pies ) del nivel del fondo del piso, tanto en el pozo húmedo como en el pozo seco, son efectivos en disminuir el peligro de explosiones en estos espacios confinados. Deberán instalarse permanentemente teléfonos y sistemas de radio en los edificios o camiones, de forma que pueda pedirse ayuda durante una emergencia.

#### 9.10 Control de Olores.

Debido a la probable proximidad de la estación a las áreas residenciales, es esencial diseñar una facilidad que opere y pueda ser mantenida sin generar olores excesivos. La adición de productos químicos y la disposición frecuente de los sólidos puede controlar los olores de la estación.

#### 9.10.1 Facilidades para el Manejo del Cloro u otros productos químicos.

Si el control de los olores se hace añadiendo cloro u otros productos químicos, se deben suministrar facilidades adecuadas para manejar dichos productos en forma segura. Algunos de los aspectos que deberán considerarse son : un cuarto separado para el equipo de dosificación de productos químicos y almacenamiento de los mismos, un área de carga para recibir los embarques de productos químicos, una grúa y un sistema de monoriel para levantarlos, una báscula, suministro de agua para mezclar los productos químicos o para lavar las facilidades, ventilación adecuada, equipo de seguridad, y juegos de herramientas para reparar los cilindros de cloro cuando é ello sea necesario.

#### 9.10.2 Disposición de Arenas y Sólidos provenientes de las rejillas.

En el presente proyecto que incluye Cámaras de Rejas Gruesas, Desarenadores, Cámaras de Rejillas de Limpieza Mecánica, se toman provisiones para disponer los sólidos retenidos en forma regular, así como también de los sólidos provenientes de la limpieza de la Cámara húmeda.

El diseño proveerá los arreglos necesarios para transportar los sólidos desde el punto en que se generan hasta la superficie del terreno y



para su disposición posterior. La solución viable no ha de causar olores indeseables o crear amenazas a la salud.

CAPITULO X

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

## CONCLUSIONES

- 1.- La presente Tesis, constituye una parte del Esquema del Reuso de las Aguas Servidas.
- 2.- El diseño de la Cámara de Bombeo para Aguas Residuales es un aporte para la solución de un grave problema Sanitario, como es la Contaminación de las Aguas Marítimas Litorales .
- 3.- La derivación de las Aguas Servidas del Colector Surco, es el primer paso para resolver ese grave Impacto Ambiental .
- 4.- La recolección cuidadosa de información de censos y el conocimiento de las proyecciones de población es esencial en el diseño de proyectos de sistemas bien planeados de Recolección y Tratamiento de Aguas Residuales .
- 5.- La fluctuación de la demanda de agua juega un papel importante en el diseño de los sistemas de Alcantarillado y en consecuencia en la capacidad de las estaciones de bombeo de Aguas Residuales .
- 6.- La ubicación de las cámaras de bombeo, constituye un factor muy importante, por las molestias que pueden ocasionar al vecindario, sobre todo por la presencia de olores y gases desagradables que se producen en este tipo de instalaciones sanitarias .
- 7.- Un estudio de las condiciones meteorológicas ( Vientos ) debe ser previo para determinar el desplazamiento y

dispersión de los gases que se producirán.

- 8.-En el diseño de Cámaras de Bombeo,deben considerarse estructuras adicionales que garanticen la eficiencia y funcionamiento de estas instalaciones,como son Desarenadores,Cámaras de Rejas y Medidores de Gasto entre las principales .
- 9.-Debe tenerse en cuenta el gasto Máximo y el Mínimo para el funcionamiento intermitente o continuo en forma simultánea de los Equipos de Bombeo que se proyecten .
- 10.-El diseño de esta Cámara de Bombeo es única y exclusiva para los caudales de Aguas Negras que discurren por el Colector Surco, en su punto de derivación para la alternativa de conducción para el Reuso indicada .
- 11.-El aprovechamiento de las Aguas Residuales como recurso adicional en proyectos de Riego Agrícola, no solamente resuelven los problemas sanitarios de Contaminación de Aguas, sino que constituyen una fuente económica por los ingresos que ello origina .

## RECOMENDACIONES

- 1.- Debe tratarse en lo posible, la recuperación de los Desagues del Colector Surco en proyectos de Riego Agrícola, en los arenales de las pampas de Lurin y San Bartolo, a fin de reducir el grado de contaminación de las Playas del Sur de Lima Metropolitana.
- 2.- Debe tratarse en lo posible, el aprovechamiento y Recuperación de las Aguas Servidas de las poblaciones costeras en irrigación de arenales colindantes con estas poblaciones, como una forma de disminuir la contaminación de las aguas marinas que constituyen cuerpos receptores en la actualidad.
- 3.- El tratamiento en parte o total de los desagues domésticos que se vierten en las aguas marítimas y continentales, deben ser tomados en cuenta, como una solución a los problemas de contaminación de aguas, que deberá ejecutarse en el mediano y largo plazo.
- 4.- Efectuar estudios previos de Impacto Ambiental para la mejor ubicación de los Sistemas de Tratamiento (incluido las cámaras de bombeo) a proyectarse por los organismos correspondientes.
- 5.- El efluente de estos procesos de tratamiento debe ser preferentemente utilizados en el riego agrícola en áreas nuevas agrícolas, con infraestructura específica, para no interferir con los programas de riego, que utilizan otro tipo de agua.
- 6.- Siempre que sea posible las Aguas Servidas para su

Tratamiento y Recuperación, deben ser mediante Sistemas por gravedad.

- 7.- En el diseño de Cámaras de Bombeo de Aguas Residuales, debe tenerse en cuenta los diferentes parametros que intervienen en este tipo de instalaciones sanitarias.
- 8.- Debe tenerse en cuenta los recursos económicos que se obtienen con el aprovechamiento de nuevas áreas agricolas mediante las Aguas Servidas tratadas.

## BIBLIOGRAFIA

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- CARLOS, BAZAN GUTIERRES : CRECIMIENTO DEMOGRAFICO DEL AREA METROPOLITANA DE LIMA Y CALLAO, PERSPECTIVAS AL AÑO 2000 LIMA, FORUM 2000, 1977 ( SEDAPAL )
- 2.- ING. JUAN C. OLMEDO : DISEÑO SIMPLIFICADO DE ESTACIONES DE BOMBEO, XX CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, NOVIEMBRE 1986 CIUDAD DE GUA. - TEMALA, GUATEMALA
- 3.- SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LIMA SEDAPAL. ANALISIS DE POBLACION, VIVIENDA Y COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLA EN LAS PROVINCIAS DE LIMA Y EL CALLAO, ELABORADO POR CARLOS OLLE NAVA. FEBRERO 1984.
- 4.- ACEVEDO NETTO ; MANUAL DE HIDRAULICA
- 5.- BOMBAS E ESTACAS ELEVATORIAS, UNIVERSIDAD SAO PAULO FACULDADE E HIGIENE E SAUDE PUBLICA ESCOLA POLITECNICA - CEPIS
- 6.- DESIG OF WASTEWATER AND STORN WATER PUMPING STATIONS MANUAL OF PRACTICE No FD-4 FACILITEES DEVELOPMENT
- 7.- ING. ANTONIO FERRECCIO NOSIGLIA : IMPORTANCIA DEL NPSH EN PROBLEMAS DE BOMBEO
- 8.- E. MAIGCH, CRECIMIENTO DE LIMA METROPOLITANA, SEDAPAL
- 9.- PATRICIO GALLEGOS CRESPO (ENGENHEIRO PROJETISTA DA PLANIDRO) : DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DE UMA ESTACAO ELEVATORIA DE ESGOTOS, VI CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITARIA
- 9.- PLAN MAESTRO Y PRIMERA ETAPA DEL PROGRAMA DE APLICACION, ENGINEERING SCIENCE, NOVIEMBRE 1981



- 10.- HAROLD E. BABBITT : ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
- 11.- ESTACIONES ELEVATORIAS DE ESGOTOS ,CENTRO TECNOLÓGICO DE SANEAMIENTO BÁSICO , CEPIS
- 12.- METCALF & EDDY : INGENIERIA SANITARIA REDES DE ALCANTARILLADO Y BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES
- 13.- PROJECTION OF WASTEWATER FLOWS AND LOADS. DAN REGION VOL I, TAHAL, TEL AVIV, 1974
- 14.- DR. FABIAN YAÑEZ et.al.,EVALUATION OF THE SAN JUAN STABILIZATION PONDS. FINAL RESEARCH REPORT OF THE FIRST PHASE, PAN AMERICAN CENTER FOR SANITARY ENGINEERING AND ENVIRONMENTAL SCIENCES CEPIS ABRIL 1980
- 15.- CARL R. BARTONE, REUSE OF WASTEWATER AT SAN JUAN STABILISATION PONDS. PUBLIC HEALTH, ENVIRONMENTAL AND SOCIO-ECONOMIC IMPLICATIONS. PAPER PRESENTED AT THE WATER REUSE SYMPOSIUM III,AWWA RESEARCH FORMULATION AGOSTO 1984,SAN DIEGO CALIFORNIA (SEDAPAL)
- 16.- MANUAL DTIAPA N° C-5 CEPIS ,EVALUACION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA , TOMO I
- 17.- APUNTES DE CLASE, TRATAMIENTO DE DESAGUES,ING. CORZO GORDILLO - ING. RUDDY NORIEGA P. (U.N.I.)
- 18.- APUNTES DE CLASE, MECANICA DE FLUIDOS I:ING. EDGAR RODRIGUEZ Z. , MECANICA DE FLUIDOS II: ING. DR. CARLOS IBAÑEZ BURGA (U.N.I.)

- 19.- CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUARIAS ;  
AZEVEDO NETTO
- 20.- DISEÑO DE UNA LINEA DE IMPULSION ; TESIS DE GRADO  
PARA OPTAR T.P. ING. MECANICO-ELECTRICISTA ; LUIS  
A. SANCHEZ VARELA (U.N.I.)
- 21.- SUMINISTRO DE ENERGIA ELECTRICA A LA CAMARA No. 2  
DE LAMBAYEQUE, DISEÑO ELECTRICO ; TESIS DE GRADO  
PARA OPTAR T.P. ING. ELECTRICISTA ; HERIBERTO  
ROMERO ALCANTARA (U.N.I.)
- 22.- TABLAS Y GRAFICOS PARA CANALIZACIONES RECTANGULARES,  
TRAPEZOIDALES Y CIRCULARES ; ING. EDGAR RODRIGUEZ  
ZUBIATE - 1982 - U.N.I.
- 23.- KUBOTA PUMP HAND BOOK Vol. 1 TECHNICAL MANUAL
- 24.- EBARA VERTICAL MIXED FLOW VOLUTE PUMPS MODEL VLZ
- 25.- EBARA VERTICAL MIXED FLOW PUMPS MODEL VZ, VY BORE &  
350-1000 mm.
- 26.- SANKI SANKI'S SEWAGE TREATMENT PLANTS , SANKI  
ENGINEERING CO. LTD.