

**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA  
DEL LITORAL**

---

**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA MECANICA**

---

*Cálculo y diseño de un Sistema de Abastecimiento  
de Agua Potable para la ciudad de Machala*

---

**TESIS DE GRADO**

*Previa la obtención del Título de*  
**INGENIERO MECANICO**

---

PRESENTADO POR

**Angel A. Cárdenas Gamboa**

**Septiembre de 1975**

GUAYAQUIL — ECUADOR

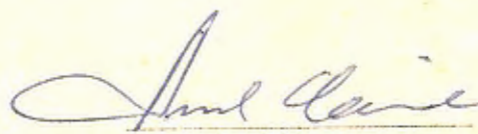
"CAMBIO Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO  
DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECTOR DE TESIS

AUTOR

---

ING. GEORGE ASPIAZU S.

---

ANGEL CARDENAS G.

## DECLARACION EXPRESA

*El patrimonio intelectual de esta tesis de grado corresponde a la Escuela Superior Politécnica del Litoral y la responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas corresponden exclusivamente a su autor.*

*(Reglamento de exámenes y títulos profesionales de la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL).*

## AGRADECIMIENTO

Agradezco a todas aquellas personas que en una u otra forma contribuyeron para la culminación de esta tesis.

Así mismo va mi reconocimiento de gratitud para todos los profesores del Departamento de Ingeniería Mecánica de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, de manera especial para los Ingenieros Alfredo Torres y Jorge Kalil, quienes me asesoraron en partes de este trabajo.

Mención aparte en esta página hago al Ingeniero GEORGE ASPIAZU S. a quien guardaré un eterno agradecimiento por su acertada dirección de esta obra, sin cuyo concurso no hubiese tenido la feliz culminación deseada.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

A LA MEMORIA DE MI TIO JULIO

A MI ESPOSA HERLINDA DELGADO  
Y A MIS HIJOS ANGEL Y KYRA

A MIS HERMANOS

## CONTENIDO

	Pág.
CAPITULO I. INTRODUCCION	1
1.1. Antecedentes y Motivación	2
1.2. Descripción del Actual Sistema	4
CAPITULO II. FACTIBILIDAD	8
2.1. Estudio de los Factores Determinantes	9
2.1.1. Período de Diseño	10
2.1.2. Crecimiento Poblacional	11
2.2. Análisis Estadístico	12
2.2.1. Del Suministro necesario	12
2.2.2. De las Proyecciones Futuras y Cálculo de la población para el año 2000.	16
CAPITULO III. INGENIERIA DEL SISTEMA DE BOM BEO Y ALMACENAMIENTO.	23
3.1. Análisis de la Toma y Conducción de a- gua desde la fuente de Abastecimiento hasta la planta de Tratamiento.	24
3.1.1. Río Jubones	24
3.1.2. Río Casacay	24
3.1.3. Ríos Colorado - Villacrés	27
3.1.4. Canal de riego Pasaje Machala	27
3.1.5. Alternativa recomendada	28
3.2. Ingeniería del Sistema de Bombeo desde la Planta de Tratamiento hasta los de- pósitos de almacenamiento.	30
3.2.1. Cálculo de la Columna de agua.	31

	Pág.
3.2.1.1. Cálculo de la presión de vapor.	32
3.2.1.2. Cálculo de la Succión Estática Máxima teórica.	33
3.2.1.3. Determinación de la elevación de succión estática disponible.	34
3.2.1.4. Cálculo de la Columna de Succión Positiva Neta.	34
3.2.2. Cálculo del sistema optico de bombeo.	36
3.2.2.1. Cálculo de la función de variación del costo de tubería.	37
3.2.2.2. Optimización del diámetro de la cañería de impulsión.	42
3.2.3. Cálculo y diseño del sistema de Bombeo.	47
3.2.3.1. Cálculo del diámetro de succión de las bombas	47
3.2.3.2. Cálculo de las pérdidas en las tuberías de succión.	48
3.2.3.3. Cálculo de la potencia necesaria.	53
3.2.3.4. Selección del equipo de bombeo.	56

	Pág.
3.3. Cálculo y Diseño de los depósitos de Almacenamiento.	60
3.3.1. Volumen del Tanque elevado	61
3.3.2. Selección de la Forma	61
3.3.3. Relación de las dimensiones del Tanque.	62
3.3.4. Cálculo de las Dimensiones del Tanque.	62
3.3.5. Cálculo del espesor de la pared de la parte cilíndrica.	64
3.3.6. Cálculo del Techo	68
3.3.6.1. Cálculo del Máximo espacio entre vigas.	68
3.3.6.2. Cálculo y selección de las dimensiones de las vigas.	70
3.3.7. Cálculo y selección de las dimensiones de la columna.	75
3.3.8. Cálculo del espesor del Fondo del Tanque.	80
3.3.9. Estudio de la estructura que soporta al Tanque.	86
3.3.9.1. Determinación de las longitudes de las barras (miembros) en función de $h$ (altura) $\theta$ (inclinación) y $L$ (abertura superior de las patas)	90
3.3.9.2. Cálculo del peso del tanque elevado con agua	92



	Pág.
3.3.9.3. Cálculo de las fuerzas de las barras en función de $h$ , $L$ y	93
3.3.9.4. Selección del material.	105
3.3.10. Gráfica de la variación del costo del tanque elevado y torre con la altura.	112
3.3.11. Cálculo y diseño de la torre de 30 mts. que sostiene al tanque elevado.	118
CAPITULO IV. INGENIERIA DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION	127
4.1. Trazado de la red de distribución	128
4.2. Optimización del sistema de distribución.	129
4.2.1. Cálculo del número de habitantes que cada nudo va a servir en el año 2000.	130
4.2.2. Cálculo del consumo de cada año para el año 2000	134
4.2.3. Selección del material de las cañerías del sistema de distribución.	136
4.2.4. Estudio de la variación económica de la red con la diferencia de presión.	138
4.3. Cálculo del sistema de distribución y diseño del mismo	154
CAPITULO V. ANALISIS ECONOMICO	158

	Pág.
5.1. Costo del sistema de bombeo	159
5.2. Costo del tanque elevado con la torre.	159
5.2.1. Costo de la torre que sostiene al tanque	160
5.2.2. Costo del tanque	161
5.2.3. Costo total tanque y la torre	162
5.3. Costo del sistema de distribución	163
 CAPITULO VI. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.	 166
 CAPITULO VII. APENDICE	 168
 A. Tabulación de los resultados de la estructura de la torre del tanque de agua por medio de un programa stress.	 169
B. Tabulación de los resultados del cálculo de la red principal de distribución por el método de Hardy Cross.	176
C. Tablas, figuras y planos	193

## SIMBOLOGIA

- AL: Área lateral del cono del techo del tanque.
- As: Área del sector del cono del techo del tanque.
- t: Costo anual de bombeo 1 pie<sup>3</sup>/seg. 1 pie de alto.
- b: Número de barras en la estructura.
- C: Circunferencia del cono del techo.
- c: Espesor de aumento a causa de corrosión.
- cm: centímetro
- CSPN Columna de succión positiva neta.
- cv: Caballo de vapor.
- D: Diámetro.
- E: Módulo de elasticidad.
- C: Factor de eficiencia de Junta.
- F: Esfuerzo de diseño.
- gal: Galones.
- H: Columna estática de descarga.
- hab: Habitantes.
- I: Momento de inercia.
- K: Coeficiente de resistencia.
- K: Factor de longitud efectiva.
- K<sub>3</sub>: Kilogramo.
- lb: Libra
- lt: Litro.
- m: Número de nudos en una estructura.
- ml: Mililitro.
- min: Minuto.
- mm: Milímetro

- $m_t$ : *...*  
 $N$ : *Fuerza*  
 $NMP$ : *Número más probable.*  
 $n$ : *Número de viga.*  
 $P$ : *Potencia*  
 $p$ : *Presión hidrostática.*  
 $p$ : *carga.*  
 $Q$ : *Caudal*  
 $q$ : *Peso por unidad de área*  
 $R$ : *Reacción.*  
 $r$ : *Razón de interés mas razón de depreciación.*  
 $r$ : *Reacciones en una estructura.*  
 $r_0$ : *Radio de la parte cilíndrica.*  
 $St$ : *Esfuerzo tangencial permisible.*  
 $S$ : *Pérdida de presión 1 pie x pie.*  
 $V$ : *Volumen*  
 $VG$ : *Volumen de la parte cilíndrica.*  
 $VE$ : *Volumen de la media esfera.*  
 $v$ : *Velocidad.*  
 $w$ : *Peso total.*  
 $w$ : *Carga por unidad de longitud.*  
 $Z$ : *Módulo elástico de succión.*

## LETRAS GRIEGAS

- $\gamma$ : *Peso específico del agua*  
 $\phi$ : *Diámetro.*  
 $\eta$ : *Factor de seguridad*

o : Esfuerzo.

INDICES

' : pie

" : pulgada

CAPITULO I

INTRODUCCION

## 1.1. ANTECEDENTES Y MOTIVACION

La ciudad de Machala capital de la provincia de El Oro está situada en la parte suroccidental del territorio ecuatoriano, limita al norte por el río Siete y con la provincia del Guayas; al sur y al sur-oeste por el río Santa Rosa; al este por el cantón Pasaje; y al oeste y al nor-oeste por el Océano Pacífico.

En la ciudad de Machala se han iniciado trabajos con el propósito de solucionar el problema de abastecimiento de agua en forma provisional, así podemos mencionar el aumento del volumen del líquido en la actual planta trayendo desde una fuente subterránea a la misma, y tendiendo cañerías por la ciudad. Otras medidas de diversa naturaleza han sido adoptados por los gobiernos anteriores, sin embargo hasta la fecha no ha sido posible cristalizar el justo anhelo del pueblo Orense.

Factores que han influenciado en este deficiente servicio de abastecimiento de agua han sido motivados por la falta de estudios adecuados y también por las razones que mencionaremos a continuación:

- a. La baja presión que existe a lo largo del sistema de distribución lo cual puede apreciarse en la tabla 1-1.
- b. El insuficiente caudal de agua.
- c. La corrosión de las tuberías de hierro y las incrustaciones sobre las mismas provocadas por el agua fuertemente

corrosiva; y

- d. Un unificado sistema de tuberías que constituyen la actual red de distribución.

HORA	PRESTION		UBICACION DEL PUNTO DE LECTURA	TUBERIA
	$\frac{Kg}{cm^2}$	$\frac{lb}{pulg^2}$		
11.10a.m.	2.3	3.3	Calle Olmedo intersección calle sin nombre.	Asbesto Cemento 6".
11.40a.m.	1.6	22	Calle Olmedo intersección calle Tarquí.	Asbesto Cemento 6".
12.15a.m.	0.65	9	Calle Sucre intersección calle Santa Rosa.	Asbesto Cemento 6".
12.45p.m.	0.20	3	Carretera a Puerto Bolívar	Asbesto Cemento 6".
1.35p.m.	0.23	4	Calle Tarquí intersección calle Arizaga.	Hierro fundido 6".
1.40p.m.	0.6	8	Calle Bolívar intersección calle Colón.	Hierro fundido 6".
2.05p.m.	0.07	1	Calle Paez intersección Calle Guabo.	Hierro fundido 6".
2.40p.m.	0.2	3	Calle Colón intersección calle Rocafuerte.	Hierro fundido 6".
2.45p.m.	0.6	8	Calle Rocafuerte cerca a intersección Calle Bolívar.	Hierro fundido 6".
2.55p.m.	1.2	17	Calle Rocafuerte cerca intersección calle Bolívar.	Hierro fundido

LECTURA DE PRESIONES TOMADAS EN LA RED DE AGUA POTABLE DEL CANTON MACHALA

EL 17 DE AGOSTO DE 1.973

T A B L A 1-1



## 1.2. DESCRIPCIÓN DEL ACTUAL SISTEMA

En la actualidad la ciudad de Machala se abastece a partir de una toma de agua cruda del canal de riego Pasaje-Machala el mismo que toma agua del río Jubones, siendo éste uno de los 2 canales principales de riego existente en la ciudad. El canal de riego Pasaje-Machala junto con el canal de riego Guabo-Borbones sirve de agua a todas las plantaciones principales de banano y tiene como capacidad hidráulica máxima un caudal de  $800\,000\text{ m}^3/\text{día}$ . El canal Pasaje-Machala tiene una caída de elevación de unos 35 mts. en su recorrido de unos 24 kilómetros hasta el sitio donde se realiza la toma de agua cruda que suministra el agua necesaria a la planta de tratamiento ubicada al este de la ciudad de Machala. El canal tiene una profundidad de 0.5 a 1.0 metros con una sección transversal que varía de 0.5 a 1.5 metros cuadrados.

La planta de tratamiento de agua cruda a la que nos referimos hace un momento posee unidades de floculación con pantallas, estanques de sedimentos, filtros lentos de arena, y pozos de agua clara, junto con facilidades para almacenar y alimentar sulfato de alumbre y cloro, opera continuamente a razón de  $2\,500\text{ m}^3/\text{día}$ .

El suministro (bombeo) de agua potable a la población se hace desde el pozo de agua clara (que es el lugar de recolección del agua tratada) por intermedio de una estación de bombeo ubicada junto a la planta de tratamiento.

En la estación de bombeo existe 3 bombas, de las cuales dos bombas son de eje horizontal y una de eje vertical cuyas características son aproximadamente las siguientes:

a. Una bomba marca G M B H

R P M (revoluciones por minuto) 1 800

Motor:

Marca: Internacional

Eje horizontal

HP = 70

año: 1968

b. Una bomba marca G M B H

R P M = 2 400

Motor:

Marca Internacional

Eje horizontal

HP = 78

año: 1968

c. Una bomba marca: Smith-Way Pump

Cabezal de engranaje,

Motor:

Marca G M (General Motors)

Eje vertical

HP = 70

El tiempo de funcionamiento de las bombas es de alrededor de 15 horas diarias, dependiendo casi exclusivamente del caudal producido por la planta. Funcionando las 2 bom

bas horizontales el caudal estimado de descarga es de aproximadamente 115 lt/seg. y funcionando las 3 bombas 130 lt/seg. Las bombas descargan hacia la ciudad a través de 4 líneas conecta a un tanque elevado metálico la descarga de las bombas el mismo que se encuentra situado adyacente a la "Estación de Bombeo"; está conectado a la red principal de distribución; tiene una capacidad de 360 mt<sup>3</sup> y el nivel del agua (rebosadero) cuando está lleno es de 37 mt. por encima del terreno o sea 43 por encima del nivel del mar. Las bombas son operadas intermitentemente según las necesidades, pues, en las horas de menor consumo (especialmente las noches) el abastecimiento se hace por intermedio del tanque elevado.

La transmisión desde la planta de tratamiento hasta la ciudad consta de 2 tuberías de 6" de hierro fundido y 2 de 6 de Asbesto Cemento.

Forman también parte de sistema de distribución tuberías de 25 mm. a 150 mm. Entre los diámetros de 75 mm. a 150 mm. cabe anotar que las tuberías son de hierro fundido y asbesto cemento siendo las últimas de posterior instalación a la anteriormente mencionada. Los diámetros comprendidos entre 25 mm. y 50 mm, son de hierro galvanizado y pvc. (Cloruro de polivinilo).

La mayor parte del sistema de distribución en la ciudad de Machala fue instalado en 1938 y el esquema actual de distribución se muestra en el plano N° 1 donde las tuberías

se han repartido de la siguiente manera:

- 9.65 kilómetros de tuberías de 6 pulgadas de diámetro.
- 3.46 kilómetros de tuberías de 4 pulgadas de diámetro.
- 2.77 kilómetros de tuberías de 3 pulgadas de diámetro.
- 3.92 kilómetros de tuberías de 2 pulgadas de diámetro.
- 1.56 kilómetros de tuberías de 1 1/2 pulgada de diámetro.
- 8.92 kilómetros de tuberías de 1 pulgada de diámetro.
- 0.13 kilómetros de tuberías de 1/2 pulgada de diámetro.

El hierro fundido fue empleado casi exclusivamente hasta 1.965 cuando se adoptó la tubería de asbesto - cemento. La tubería de pequeño diámetro de acero galvanizado fue instalado antes de 1.960, pues, desde entonces ha sido usado exclusivamente tuberías de cloruro de polivinilo (p.v.c.).

CAPITULO II

FACTIBILIDAD

## 2.1. ESTUDIO DE LOS FACTORES DETERMINANTES

El diseño adecuado de un sistema de abastecimiento de agua demanda un buen conocimiento de los volúmenes y flujos implicados; así como también de su relación con la población y el tiempo.

En la zona motivo de nuestro estudio, jamás se ha llevado un registro detallado de los factores mencionados anteriormente, los cuales específicamente son:

- a. Volumen total de agua consumida.
- b. Relaciones promedio de consumo diario y mensual.
- c. Relaciones promedio diarias por persona conectada a los sistemas de distribución.

Cabe destacar también que en la actualidad las estructuras diseñadas para el almacenamiento, tratamiento y sistema de distribución del agua son insuficientes para el actual desarrollo poblacional, lo cual es derivado de la falta de un estudio concienzudo y previsorio que tome en cuenta estos importantes parámetros.

Normalmente los componentes de un sistema deben ser construidos en tal forma que satisfagan las necesidades futuras de la comunidad durante un lapso de tiempo razonable. De lo dicho anteriormente podemos deducir que no se trata simplemente de seleccionar la capacidad inicial o de diseño; más bien se requiere una habilidad especial para in

interpretar las tendencias sociales y económicas, así como un juicio profundo para analizar la experiencia pasada y predecir las necesidades futuras.

En consecuencia podemos decir que los factores principales que determinan el diseño adecuado de un sistema de distribución de agua son dos:

- a. El número de años o período de diseño para el cual debe ser construido el sistema propuesto, sus estructuras componentes y sus equipos.
- b. El número de personas o población de diseño que va a utilizar dicho sistema (crecimiento poblacional).

#### 2.1. PERIODO DE DISEÑO

Los períodos de diseño se seleccionan tomando en cuenta los siguientes factores.

- a. Vida útil de las estructuras y equipos componentes, tomando en cuenta la depreciación.
- b. Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas.
- c. Tasa de interés vigente sobre bonos insolutos.
- d. Planificación de la obra por etapas cuando sus primeros años no estarán sometidas a capacidad completa.

Para el estudio que estamos efectuando nos basaremos en

la tabla 2-1 (1)\* de la cual escogemos un período de diseño para 26 años o sea hasta el año 2 000.

## 1.2. CRECIMIENTO POBLACIONAL

Toda población crece por nacimiento o anexión y decrece por muerte o migración; cada uno de estos elementos está influenciado por factores sociales y económicos siendo algunos de los cuales inherentes a la comunidad; otros son de origen nacional y aún mundial.

Si no fuese por múltiples y variadas influencias, las poblaciones seguirían una curva característica del crecimiento de los seres vivos dentro de un espacio limitado y con oportunidad limitada; la curva tiene la forma de S (ver dibujo 2-1) verificándose el crecimiento temprano a un índice creciente y el crecimiento tardío a un índice decreciente conforme se alcanza un valor de saturación o límite máximo. Lo que el futuro depara a una población dada depende de la porción de la curva en que se encuentra en un instante dado. El crecimiento poblacional de la ciudad de Machala y del área circundante dependerá en gran parte del futuro del mercado del banano y del desarrollo de otros productos e industrias pequeñas. Las nuevas facilidades que presta Puerto Bolívar prácticamente asegura mayor actividad comercial en la capital Orense, sin embargo es difícil predecir la rapidez con que esta se desarrollará y cual será su efecto sobre la población.

\* Referencia en paréntesis colocada en la línea del texto se refieren a la bibliografía.



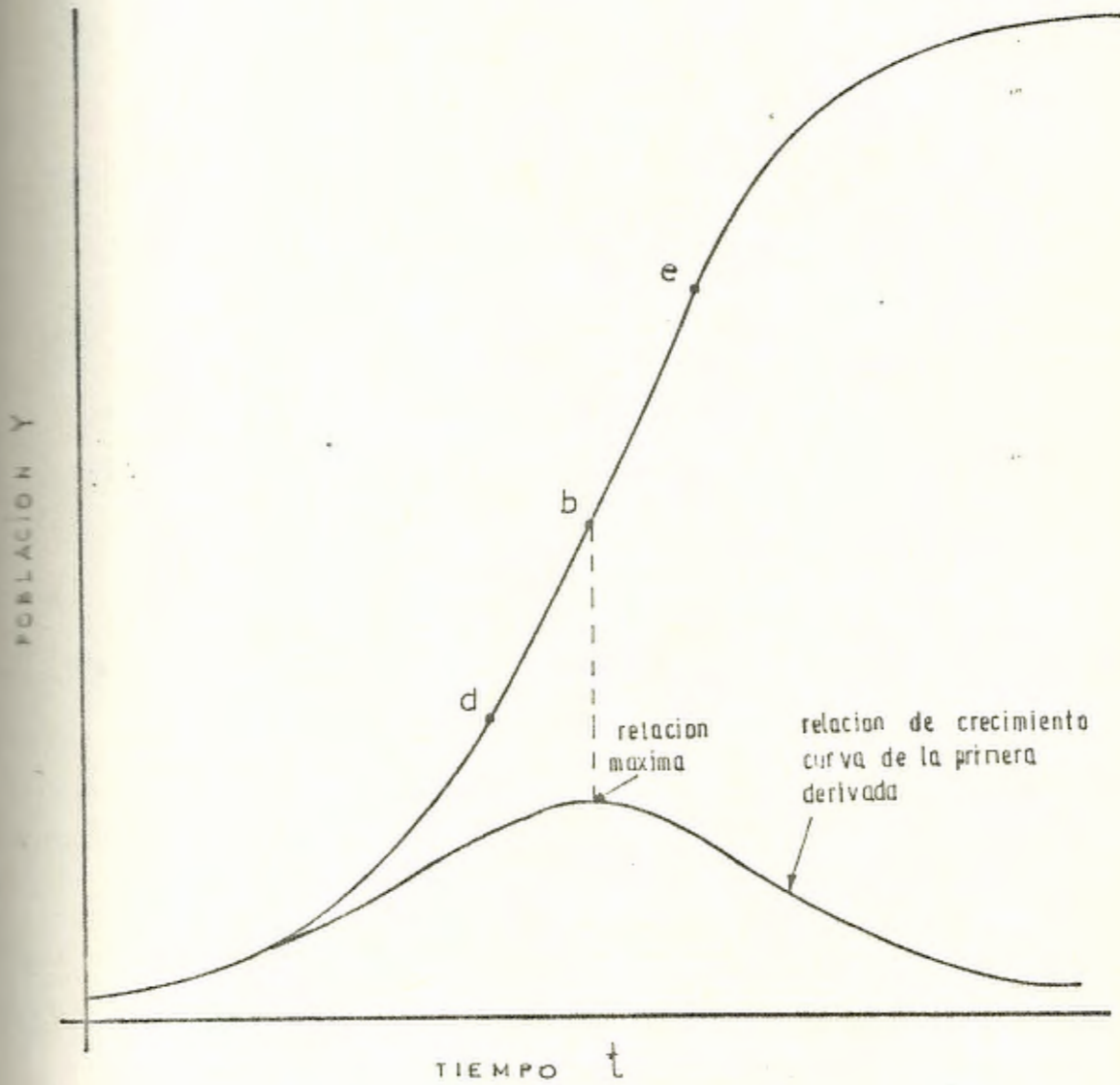
A continuación trataremos sobre el análisis estadístico de las proyecciones futuras y cálculo de la proyección para el año 2000.

## 2.2. ANALISIS ESTADISTICO

### 2.2.1. DEL SUMINISTRO NECESARIO

En el diseño de un sistema de abastecimiento de agua es necesario determinar la "dotación media futura" o sea el consumo máximo diario que correspondería al crecimiento demográfico de la población; pues se ha notado en todas las regiones del Universo que el uso de agua per capita, en el transcurso del tiempo hasta nuestros días ha ido en aumento. Una distribución de agua debe satisfacer las necesidades para las cuales está proyectada; estas necesidades son variadas en lo que respecta al uso privado, profesional o público. Así mismo, son muchos los factores que influyen directamente en las cantidades de agua consumida por un determinado grupo de personas; pues estas varían con los países e incluso con las regiones, también dependen de las condiciones climatológicas o hidrológicas de la propia región así como de las costumbres locales y del género de actividad de los habitantes.

En vista de que la ciudad de Machala ha carecido de estadística respecto a cifras sobre consumo, es difícil en esta forma hacer un análisis detallado acerca de las diferentes categorías de las necesidades.



CRECIMIENTO IDEALIZADO DE POBLACION; nótese el crecimiento geométrico de a-b  
 crecimiento rectilíneo de d-e [aproximadamente] y aumento de primer orden  
 de b-c

FIGURA 2-1

TIPO DE ESTRUCTURA	CARACTERISTICAS ESPECIALES	PERIODO DE DISEÑO - AÑOS
<i>Abastecimiento de aguas</i>		
Presas y ductos grandes.	Difíciles y costosos de agrandar.	25-50
Pozos, sistemas de distribución y plantas de filtración.	Fáciles de ampliar. Cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas	20-25
	Cuando el crecimiento y las tasas de interés son altas	10-15
Tuberías mayores de 12 pulg. de diámetro - (305 mm.)	Reemplazar tuberías más pequeñas es más costoso a largo plazo.	20-25
Laterales y tuberías secundarias menores de 12 pulg (305 mm.) de diámetro.	Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas.	Para el desarrollo completo.
<i>Alcantarillado</i>		
Laterales y secundarias menores de 15 pulg. (381 mm.) de diámetro.	Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas.	Para el desarrollo completo.
Alcantarillas principales, descargas e interceptores.	Difíciles y costosas de agrandar. Cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajos	40-50 20-25
Obras de tratamiento.	Cuando el crecimiento y las tasas de interés son altos	10-15

PERIODO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y DE AGUAS RESIDUALES

T A B L A 2-1

Por los motivos anteriormente anotados se ha procedido a adoptar la dotación media calculado por el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS) para el año 2 000 que es de 230 lt/hab/día. Esta Institución obtuvo una cifra considerando factores como: número de habitantes, actividad industrial, sistema existente, clima, población flotante, etc.

Por lo tanto, estos 230 lt/hab/día es una dotación que representa al promedio anual de consumo; por lo tanto este consumo no se realiza en una forma uniforme durante el día ni durante todos los días del año, pues el consumo tiene una variación horaria y estacional.

Para el cálculo de ciertas obras del sistema se necesita conocer la máxima demanda horaria del día de mayor consumo, que se calcula multiplicando la dotación media anual futura (230 lt/hab/día) por coeficientes tales que nos permita pasar del consumo medio anual al consumo máximo del día de mayor consumo.

El Instituto de Obras Sanitarias de la facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires en su publicación "Abastecimiento de agua potable a comunidades rurales", recomienda que este factor estaría entre 1.56 y 2.4. Sin embargo Gordon Fair y John C Geyer en el libro "Abastecimiento de Agua y Remoción de aguas residuales", recomienda un factor de 2.5. El I.E.O.S. de acuerdo a comparaciones hechas con otras regiones de Latino-américa ha estable

cido para zonas como la ciudad de Machala un factor de 1.90 para evaluar el consumo máximo del día de mayor consumo y será el factor que adoptaremos en el presente estudio.

## 2. DE LAS PROYECCIONES FUTURAS Y CALCULO DE LA POBLACION PARA EL AÑO 2 000.

Muchas instituciones y personas han proyectado la población del Ecuador así como también la población de la ciudad de Machala.

El Dr. Virgilio Mendoza en su libro "Historia de la provincia de El Oro" estima que la población del cantón Machala en el año 1 942 era de 13 114; el primer censo nacional efectuado en 1 952 arrojó una población de 13 220 habitantes; en el segundo censo nacional de 1 962 la población de la ciudad de Machala sube a 33 465 habitantes; la Junta Nacional de Planificación estima que en 1 975 el cantón Machala tendrá 92 581 habitantes. El Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias estima que para el año 2 000, el cantón Machala tendrá una población de 118 800 habitantes. En estas circunstancias podríamos decir que la población para el año 2 000 será el resultado de ajustar todos estos datos a una línea recta de crecimiento basándose en las cifras anteriormente anotadas las cuales están tabuladas en la tabla 2-2. Para ajustar la representación de los datos sobre las poblaciones descritas anteriormente en una línea recta utilizaremos el método de los "cuadrados menores".

Este problema está basado en encontrar una función lineal del siguiente tipo:

$$f(x) = C_0 + C_1x \quad (2-1)$$

La variable  $x$  representa para este caso, años transcurridos desde la primera fecha y la función  $f(x)$  representa la población que tendrá la ciudad de Machala en un determinado año " $x$ ".

Basados en la tabla 2-2 formada a base de los datos anteriores. Tendremos:

X	1 942	1 952	1 962	1 975	2 000
Y <sub>i</sub>	13 114	13 220	33 465	92 581	118 800

ESTIMACION DE HABITANTES EFECTUADO POR PERSONAS E INSTITUCIONES

DE MACHALA

T A B L A 2-2

Si llamamos  $f(x_i)$  la función que ajuste en la forma más aproximada posible al conjunto de datos o variadas  $y_i$ ; la desviación entre cualquier valor tabulado  $y_i$  y la función buscada  $f(x_i)$  se conoce como el residuo  $V_i$ ; por lo tanto:

$$V_i = f(x_i) - y_i \quad (2-2)$$

$$V_i = C_0 + C_1 X_i - y_i \quad (2-3)$$

$$\text{siendo } f(x_i) = C_0 + C_1 X_i \quad (2-4)$$

El método establece que la suma de los cuadrados de los residuos tiene que ser lo menor posible; de tal forma que llamando  $S$  a esta suma obtendremos:

$$S = \sum_{i=1}^n v_i^2 \quad (2-5)$$

$$S = \sum_{i=1}^n |f(x_i) - y_i|^2 \quad (2-6)$$

en donde  $n$  = número de datos tabulados.  
como  $n=5$ ; la ecuación (5) queda:

$$S = \sum_{i=1}^5 |f(x_i) - y_i|^2 \quad (2-7)$$

Reemplazando el valor de  $f(x_i) = C_0 + C_1 X_i$  en (2-7)

$$S = \sum_{i=1}^5 |C_0 + C_1 X_i - y_i|^2 \quad (2-8)$$

Para determinar el valor de las constantes  $C_0$  y  $C_1$  que hagan de  $S$  un mínimo utilizaremos la diferenciación parcial de  $S$  con respecto a  $C_0$  y  $C_1$ ; entonces:

$$\frac{\partial S}{\partial C_0} = 2 \sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i - y_i)}{\partial C_0} = 0 \quad (2-9)$$

lo anterior es lo mismo que:

$$\sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i - y_i)}{\partial C_0} = 0 \quad (2-10)$$

Como:

$$\frac{\partial (C_0 + C_1 X_i - y_i)}{\partial C_0} = 1 \quad (2-11)$$

Por lo tanto:

$$\sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) = 0 \quad (2-12)$$

Reducimos ahora que:

$$\frac{\partial S}{\partial C_1} = 2 \sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i - y_i)}{\partial C_1} = 0 \quad (2-13)$$

$$\frac{\partial (C_0 + C_1 X_i - y_i)}{\partial C_1} = X_i$$

Nos queda:

$$\sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) X_i = 0 \quad (2-14)$$

formando un sistema de ecuaciones lineales con (2-12) y (2-14)

$$\sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) = 0 \quad (2-15)$$

$$\sum_{i=1}^5 (C_0 + C_1 X_i - y_i) X_i = 0 \quad (2-16)$$

Resolviendo ambas ecuaciones nos queda:

$$C_0 + C_1 \sum_{i=1}^5 X_i - \sum_{i=1}^5 y_i = 0 \quad (2-17)$$

$$C_0 \sum_{i=1}^5 X_i + C_1 \sum_{i=1}^5 X_i^2 - \sum_{i=1}^5 X_i y_i = 0 \quad (2-18)$$

Si ahora reemplazamos en valores tabulados considerando años transcurridos desde el año 1940. O sea, los valores tabulados anteriormente quedarían como se aprecia en el cuadro 2-3.



X	2	12	22	35	60
Y <sub>i</sub>	13 114	13 220	33 465	92 581	118 800

ESTIMACIÓN DE HABITANTES REFERIDA A LOS AÑOS TRANSCURRIDOS  
DESDE 1.940

T A B L A 2-3

de donde:

$$\sum_{i=1}^5 X_i = 2 + 12 + 22 + 35 + 60 = 131$$

$$\sum_{i=1}^5 Y_i = 13\ 114 + 13\ 220 + 33\ 465 + 92\ 581 + 118\ 800 = 271\ 180$$

$$\sum_{i=1}^5 X_i^2 = 2^2 + 12^2 + 22^2 + 35^2 + 60^2 = 5\ 457$$

$$\sum_{i=1}^5 X_i Y_i = 2 \times 13\ 114 + 12 \times 13\ 220 + 22 \times 33\ 465 + 35 \times 92\ 581 + 60 \times 118\ 800 = 11289433$$

Reemplazando estos sumatorios en las ecuaciones (2-17)  
y (2-18) obtendremos:

$$C_0 + 131 C_1 = 271\ 180 \quad (2-19)$$

$$C_0 + 5457 C_1 = 11289433 \quad (2-20)$$

Finalmente nos queda que:

$$C_0 = 171,5361$$

$$C_1 = 2068,7669$$

por lo tanto la ecuación (2-1) será igual a:

$$\hat{f}(x) = 171,5361 + 2068,7669x = Y \quad (2-21)$$

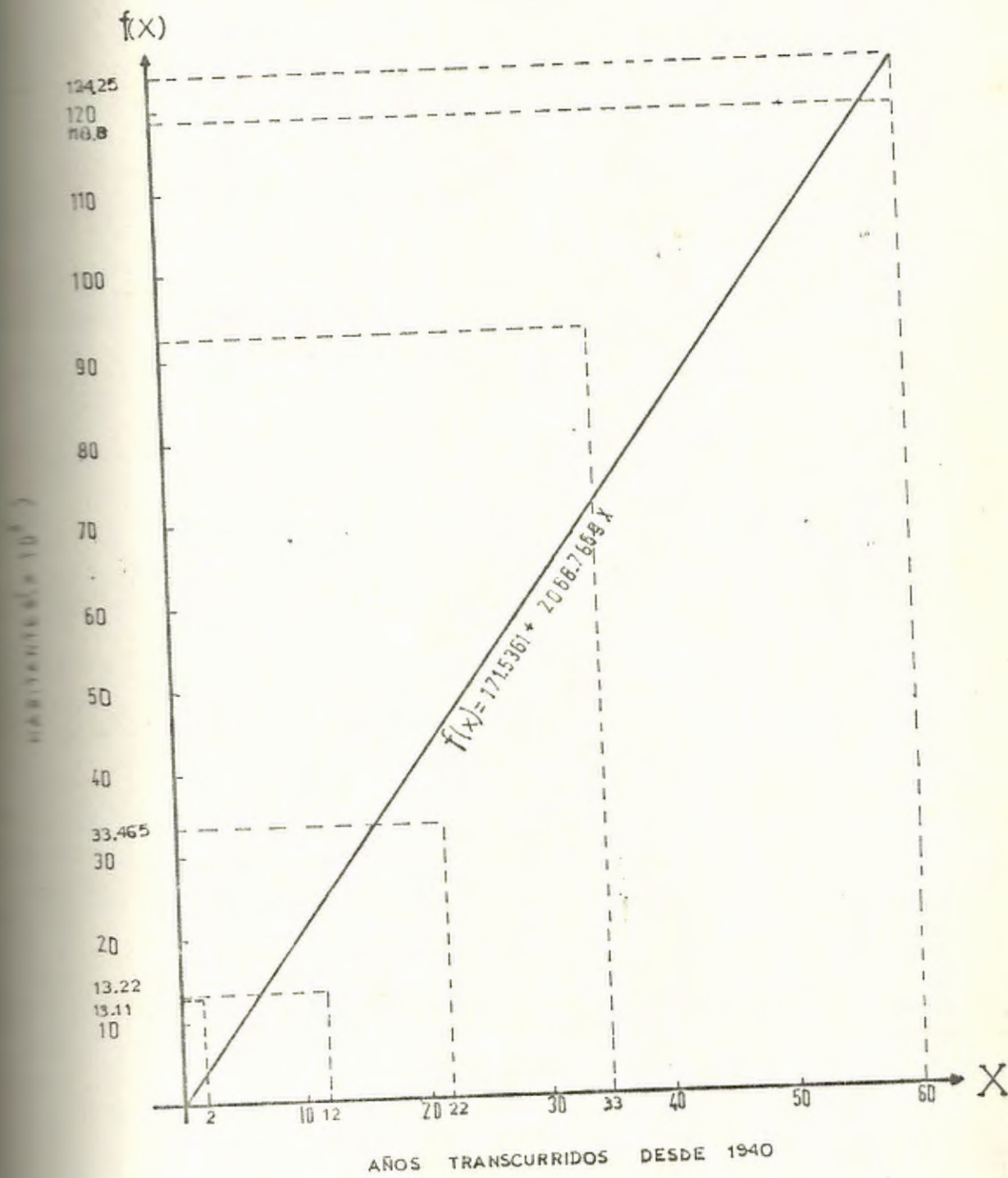
que sería la ecuación de la línea recta ajustada de los datos de población y proyección hechas por determinadas personas e instituciones.

Ahora, si reemplazamos el valor de 60 años en la ecuación (2-21) nos dará el valor en habitantes que tendrá la ciudad de Machala en el año 2.000.

$$\begin{aligned} Y_{(60)} &= 171,5361 + 2068,7669 (60) \\ &= 124\ 297,5501 \end{aligned}$$

aproximadamente 124 298 habitantes.

La gráfica del ajuste de la curva en mención y los datos tabulados se pueden apreciar en la figura 2-2.



CURVA AJUSTADA DE LA POBLACION DE LA CIUDAD DE MACHALA

FIGURA 2-2

## CAPITULO III

INGENIERIA DEL SISTEMA DE BOMBEO Y ALMACENAMIENTO

### 5.1. ANALISIS DE LA TOMA Y CONDUCCION DE AGUA DESDE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO HASTA LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

El presente estudio considerará cuatro alternativas como probables fuentes de abastecimiento en la toma de agua cruda.

#### 1.1. RIO JUBONES

Una de las fuentes de agua cruda a considerar será la del río Jubones. La bocatoma estaría localizada en el lado sur del río al este de Iberia con una planta de filtros y estación de bombeo adyacente a la carretera "El Cambio- El Guabo".

Debemos anotar que el agua de este río está sujeta a contaminación a causa de los desechos vertidos en él, provenientes del cantón Pasaje y de casas a lo largo de sus riberas aguas arriba. Evidentemente que se necesitaría un tratamiento y desinfección integral. Por otra parte el mover la bocatoma varios kilómetros más arriba, no mejoraría apreciablemente la calidad sanitaria y no se justificaría el costo adicional al tener que construirse una maestra de Transmisión más larga. Al utilizarse este proyecto el agua tratada sería llevada hasta Machala por una maestra de Transmisión de alrededor de 10 km. de longitud.

#### 2. RIO CASACAY

Si queremos utilizar las aguas de este río como una fuen-

te potencial de agua el área de abastecimiento sería grande:

El área tributaria (área que influye en el caudal del río) está a una altura suficiente para proveer un flujo por gravedad y el agua que es relativamente clara sería económica de tratar, así mismo sus aguas han sido utilizadas como fuente de abastecimiento natural por muchos años sin filtración en el cantón Pasaje, pero actualmente se está construyendo una planta de tratamiento para mejorar la calidad del agua de consumo. La bocatoma en esta alternativa podría ubicarse en el mismo Río Casacay por el puente de la carretera a Cuenca.

El proyecto estaría en estas condiciones compitiendo con el aprovisionamiento de agua de Pasaje y con la Planta hidroeléctrica de esta ciudad existente aguas abajo en Guisho de 250 Kw. que ha estado operando durante 40 años. Esta planta hidroeléctrica toma agua del río Casacay más abajo del puente de Carretera a través de un canal abierto y un conducto forzado con su descarga de agua al río Guisho. Poco antes de su unión con el Jubones se desvían aproximadamente 30 000  $\text{m}^3$ /día de agua que servirán de abastecimiento al canal de la planta de fuerza, pero solamente 16 000  $\text{m}^3$ /día o menos son empleados en la generación de fuerza motriz, el resto es descargado directamente al río Guisho mediante una caída de agua. La planta de Guisho proporciona solo una pequeña parte de las necesidades eléctricas de Pasaje y posiblemente sea abandonada cuando Inecel haga realidad

el proyecto del río Jubones.

El río Casacay tiene una área tributaria de aproximadamente  $93 \text{ km}^2$  y un caudal estimado de estiaje (en época seca) de  $18\,600 \text{ m}^3/\text{día}$ . Considerando los estudios de factibilidad que se están llevando a cabo en el río Casacay (parte del estudio sobre la cuenca del río Jubones), se ha establecido que durante períodos extremadamente secos habría solamente  $11\,200 \text{ m}^3/\text{día}$  para el cantón Machala en el año de 1985, y aproximadamente  $6\,600 \text{ m}^3/\text{día}$  en el año 2000. Estos caudales son aproximadamente el 63% y 21% de las necesidades máximas diarias previstas para esos años; y el abastecimiento en consecuencia sería evidentemente insuficiente. Cabe por lo tanto indicar que durante gran parte del año habría suficiente agua en el río Casacay para todos los interesados (Pasaje, Machala y la parte hidroeléctrica). Sin embargo un abasto durante todo el año a base del río Casacay solo puede asegurarse mediante la construcción de un almacenamiento del que se tomaría agua cada año durante la época seca.

Una presa de almacenamiento en dicho río podría tomar agua del río Jubones durante la temporada de sequía, pudiera conseguirse esto mediante una estación de bombeo cerca de la confluencia de los 2 ríos o mediante una línea por gravedad de unos 506 km. de longitud que tome agua del río Jubones cerca del río Quera; en cualesquiera de los dos casos la cantidad de agua a tomar del río Jubones sería sustancial y las ventajas del agua del río Casacay serían efec

tivas solamente durante la temporada de lluvia.

### 3.1.3. RÍOS COLORADO - VILLACRES

Una toma cerca de los ríos Colorado y Villacrés los cuales se encuentran a 20 km. al norte de Machala podría ser considerada como otra alternativa en el abastecimiento de agua para la ciudad de Machala en vista de que las aguas de estos ríos no tienen contaminación seria y podrían ser tratadas fácilmente. Las densidades de coliformes (familias de bacterias existentes en los desechos fecales) varía de 300 a 3 000 NMP por 100 ml. y su turbidez oscila entre 0.5 y 7 unidades lo cual constituye caracteres de regular calidad. El área tributaria combinada de estos dos ríos es aproximadamente de 51 km<sup>2</sup> y el caudal estimado de estiaje es de 10 200 m<sup>3</sup>/día el cual no sería suficiente siquiera para la demanda diaria promedio en 1.985 a menos que se busque una forma de almacenar agua para la temporada seca.

### 4. CANAL DE RIEGO PASAJE - MACHALA

Esta alternativa consiste de tomar agua cruda del canal Pasaje-Machala por medio de una toma que estaría ubicada en la parte este de la ciudad, lugar donde existe disponibilidad de terrenos.

Las características de este canal se mencionaron cuando se describieron los sistemas actuales de abastecimiento.



### 3.1.5. ALTERNATIVA RECOMENDADA

De nuestro análisis anterior sobre los cuatro fuentes de abastecimiento podríamos concluir que por ser el río Jubones en mucho la corriente mayor en la aproximidad de la ciudad de Machala; la alternativa más conveniente será la (3.1.4) o sea la del canal de riego Pasaje-Machala ya que el caudal del río Jubones es un promedio de 214 000 -  $\text{mt}^3/\text{día}$  de los cuales el canal de riego Pasaje-Machala y el canal de riego Guabo-Borbones utilizan hasta 800 000 -  $\text{mt}^3/\text{día}$  dejando un caudal neto de 300 000  $\text{mt}^3/\text{día}$  aguas a bajo que sería suficiente para abastecer de agua a la ciudad. Es menester considerar también que debido a los trabajos que el Honorable Consejo Provincial de El Oro realiza en las tomas del canal especialmente en el lado Norte del río nos asegura un caudal suficiente aún en los caudales de estiaje del río.

Si estudiamos un poco más las aguas del Jubones se observa que estas son turbias especialmente después de lluvias intensas; y grandes cantidades de fango se asienta en el tramo superior del canal. Así mismo haciendo una comparación de calidad de agua del canal de riego Pasaje-Machala y de la del río Jubones se nota que es de mala calidad como lo apreciamos en la tabla 3-1; pero esta puede ser mejorada mediante un mejor control de las descargas al canal y utilizando procedimientos más costosos en la corrección del agua del canal de riego.

En todo caso, cualquier procedimiento que se utilice para llevar un mejor control de las descargas al canal de riego y corregir sus aguas sería menos costoso que cualquiera de las alternativas anteriormente descritas, pues:

En la alternativa del río Jubones se necesitaría una maestra de transmisión desde la toma de agua cruda en el Jubones hasta Machala, siendo esto un gasto innecesario ya que esta ciudad dispone de sus aguas por medio del canal de riego que pasa por la misma ciudad.

	CALIDAD DEL AGUA DEL RIO JUBONES	CALIDAD DEL AGUA EN EL CANAL DE RIEGO PASAJE - MACHALA		
		CERRITOS	PASAJE	MACHALA
P.H.	7.6 a 8.4	7.9	8.1	7.9
Temperatura °C	23 a 25	24	24	25
Turbidez-Unidades.	150	54	93	46
Cloruros - mg/l	1 a 6	6	6	6
Alcalinidad - mg/l	15 a 35	34	33	30
Dureza - mg/l	30 a 50	38	36	36
Coliformes NMP/100 ml	1000 a 9000	7100	13100	17600
Distancia de Machala Km.		24	19	0

CALIDAD DEL AGUA DEL RIO JUBONES Y DEL CANAL DE RIEGO PASAJE - MACHALA

T A B L A 3-1

En la alternancia del río Casacay es dudoso suponer que fuera beneficioso construir una tubería de considerable longitud para llevar agua desde este río a la ciudad de Machala. Una ejecución de este proyecto tendría un costo considerable y podría ser más atractivo si se llevara a cabo no solo para servir al cantón Machala sino también a Pasaje y sus alrededores. Esto no parece ser probable dado que Pasaje está por finalizar la construcción de una planta propia de filtros rápidos de arena y no ha mostrado ningún interés en realizar un proyecto conjunto.

En cuanto a la alternancia de los ríos Colorado-Villa crés decimos que aunque poseen una muy buena calidad de agua estos requieren embalses de almacenamiento costosos. Por lo tanto Machala deberá continuar utilizando el canal de riego aunque las otras 3 alternancias estudiadas pudieran ser consideradas en caso de convertirse insuficiente el canal de riego.

### 3.2. INGENIERIA DEL SISTEMA DE BOMBEO DESDE LA PLANTA DE TRATAMIENTO HASTA LOS DEPOSITOS DE ALMACENAMIENTO,

Una planta de tratamiento debería ubicarse en la proximidad de la actual planta "La Lucha" lugar donde también estaría ubicada la toma de agua cruda y la estación de bombeo ya que existe disponibilidad de terreno y está en límite del perímetro Urbano de la ciudad por su parte este. Además se ha considerado que la ciudad se extenderá para su lado oeste.

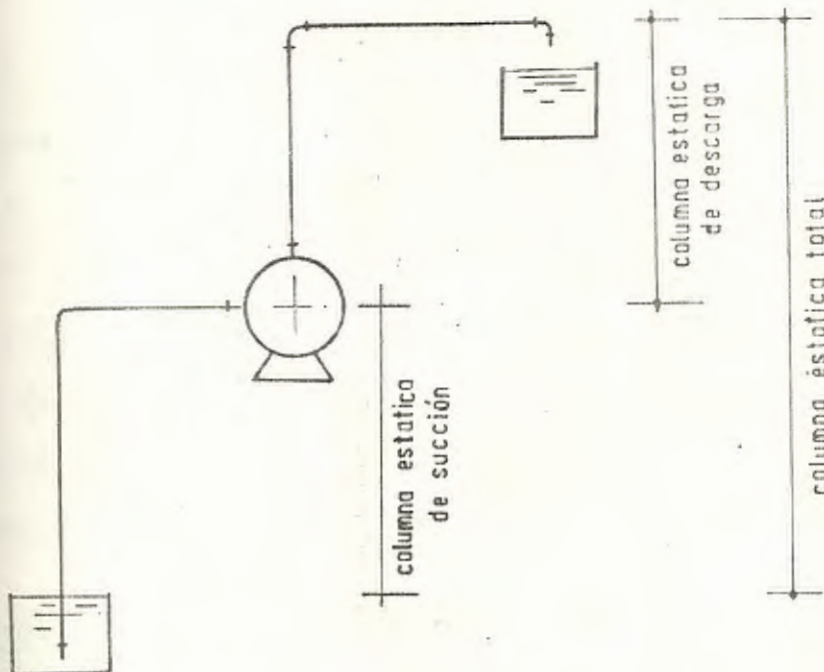
Se pasará por alto los detalles de construcción civil de la planta de tratamiento ya que está fuera del área objeto de la tesis.

Para que las aguas una vez que han sido corregidas se eleven hacia los tanques elevados o directamente hacia la red de distribución se van a utilizar "Máquinas elevadas o de Bombeo".

En el sistema de bombeo existen ciertos elementos que esta tesis considera de singular importancia los cuales se tratarán a continuación.

### CALCULO DE LA COLUMNA DE AGUA

Inicialmente definiremos ciertos términos a usarse en esta sección (Ver figura 3-1)



DEFINICION EN EL SISTEMA DE BOMBEO

FIGURA 3-1

Columna Estática Total.- Será la distancia vertical en metros entre el nivel de suministro y el nivel de carga del líquido.

Columna Estática de Succión.- Será la distancia vertical en metros entre el eje central de la bomba y el nivel de descarga del líquido.

Columna de Succión.- Numéricamente será la suma de la columna estática de succión más las pérdidas de fricción, de succión y admisión de la tubería.

Columna de Succión Positiva Neta (C.S.P.N.).- Se llamará a la presión disponible o requerida para forzar un caudal de terminado a través de la tubería de succión al eje del impulsor, cilindro o carcasa de la bomba.

Se hace necesario la determinación correcta de la C.S.P.N. ya que en caso contrario puede causar reducción en la capacidad y eficiencia de la bomba. Puede producirse también daños por "cavitación" que se presenta cuando la presión de entrada está a punto de alcanzar el punto de vaporización formándose bolsas de Vapor que provocarían golpes de líquidos en los álabes lo cual en ocasiones descascaran pequeñas partículas del impulsor acompañados por vibraciones y ruidos.

#### 7.1. CALCULO DE LA PRESTION DE VAPOR

Los líquidos a cualquier temperatura arriba de su pun-

to de congelación tienen una presión de vapor correspondiente que debe considerarse cuando se calcula un sistema de bombeo. Esta presión se debe a la formación de vapor en su superficie libre. La presión en cualquier punto nunca debe reducirse más allá de la presión de vapor correspondiente a la temperatura del agua porque el líquido formará vapor que puede parcial o totalmente hacer que cese el flujo de agua en la bomba.

En vista de que una bomba de agua de diseño ordinario, no puede bombear vapor, pues el flujo del líquido a la bomba se interrumpe, diciéndose en ese momento que la unidad se encuentra en vapor se hace necesario siempre dar suficiente columna a la succión de la bomba para que la presión en el tubo de succión sea siempre mayor que la presión de vapor del líquido.

Entonces tomando en cuenta esto se tiene:

$$\text{Presión de vapor del agua a } 17^{\circ}\text{C} = 0.0197 \text{ Kg/cm}^2 \quad (2)$$

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 32.840 \text{ pie de agua a } 60^{\circ}\text{F } (17^{\circ}\text{C}) \quad (3)$$

$$0.0197 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 32.840 \frac{\text{pie de agua}}{\text{Kg/cm}^2} \times 0.3048 \frac{\text{m de agua}}{\text{pie de agua}}$$

$$0.0197 \text{ Kg/cm}^2 = 0.197 \text{ mt de agua.}$$

## 2.1. CALCULO DE LA SUCCION ESTATICA MAXIMA TEORICA

En vista de que la ciudad de Machala se encuentra al nivel del mar, su presión atmosférica normal es de  $1.03 \text{ Kg/cm}^2$  (4)

y la alimentación de agua se encontrará situado en un nivel más bajo que la bomba en un depósito abierto a la atmósfera, la única fuerza por unidad de área (presión) que impulsaría al agua hasta el centro del eje de la bomba sería precisamente la presión atmosférica.

Expresando  $1.03 \text{ Kg/cm}^2$  en mts. de agua queda:

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 32.840 \text{ pie de agua}$$

$$1.03 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 32.840 \frac{\text{pie de agua}}{\text{Kg/cm}^2} \times 0.3040 \frac{\text{mt de agua}}{\text{pie de agua}} = 10.33 \text{ mt}$$

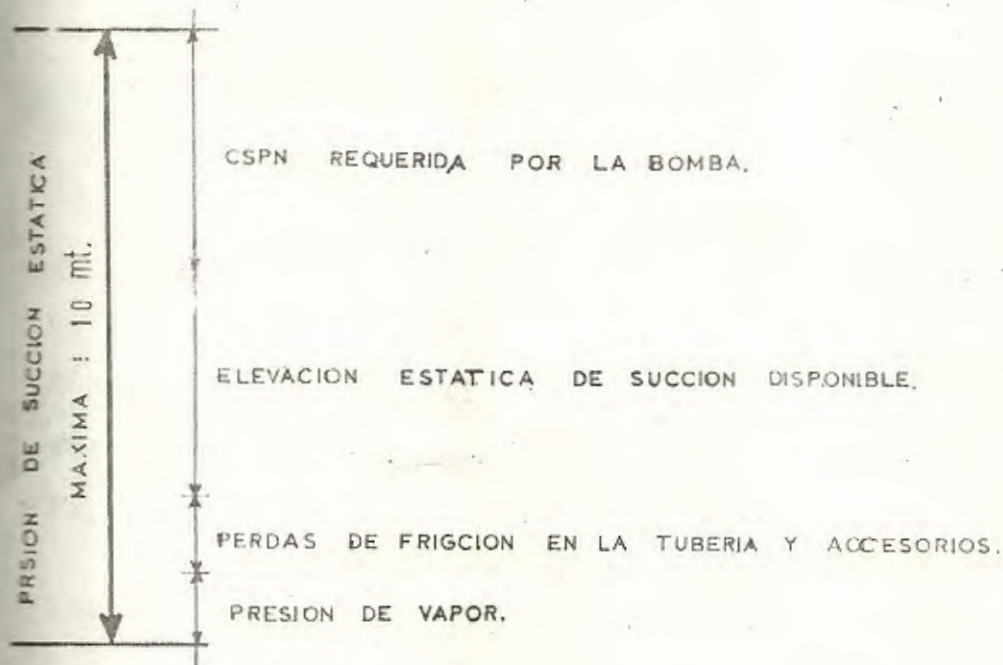
### 3. DETERMINACION DE LA ELEVACION DE SUCCION ESTATICA DISPONIBLE

Va que el líquido con el cual se va a operar será, limpio y claro, se usará bombas centrífugas y una columna de succión máxima computada en 4.5 mts (4) (5).

### 4. CALCULO DE LA COLUMNA DE SUCCION POSITIVA NETA (C.S.P.N.)

Toda bomba está diseñada para tener un C.S.P.N. el cual varía de una marca de bomba a otra y entre diferentes modelos de una sola marca así como con la capacidad y velocidad de la bomba. Por lo tanto se podrá pedir a cualquier fabricante gráficas de las características C.S.P.N. para una determinada bomba sobre una curva de operación. La C.S.P.N. que requieran las bombas de este trabajo serán igual a la presión estática de succión máxima menos la elevación está-

tica de succión disponible, pérdidas por fricción y presión de vapor (Ver fig. 3-2).



ESQUEMA GRAFICO DE C.S.P.N. REQUERIDA, PERDIDAS, ELEVACION ESTATICA Y PRESION DE SUCCION ESTATICA

FIGURA 3 - 2

En secciones posteriores se calcularán el número de bombas de que se dispondrá con sus respectivos caudales y pérdidas; sin embargo a la presente necesitamos conocer los caudales de ambas bombas así como también sus diámetros para poder seguir adelante con nuestro estudio. Así decimos que los caudales de las bombas serán de  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$  y  $850 \text{ m}^3/\text{hora}$  y sus diámetros de 12" y 16" respectivamente.

En esta forma podemos continuar con el cálculo de la C.S.P.N. para bombas de  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$  y 12"  $\phi$ .



Perdida de fricción en las tuberías y accesorios	0.43 mt
Perdida de vapor	0.197 mt
Elevación de succión disponible	<u>4.50 mt</u>
	-5.127 mt
Elevación de succión teórica máxima	<u>+10.000 mt</u>
C.S.P.N. requerida	4.873 mt

2.7.4 para bombas de  $850 \text{ mt}^3/\text{hora}$  y 16"  $\phi$ .

Perdida de fricción en tuberías y accesorios	0.645 mt
Perdida de vapor	0.197 mt
Elevación de succión disponible	<u>4.500 mt</u>
	-5.342 mt
Elevación de succión teórica máxima	<u>+10.000 mt</u>
C.S.P.N. requerida	4.658 mt

## CALCULO DEL SISTEMA OPTIMO DE BOMBEO

En esta sección se tratará de calcular el tamaño de la tubería que haga mínimo el costo anula de material, instalación y bombeo.

Se va a utilizar Asbesto Cemento como material para las tuberías de impulsión salvo en el inicio de las bombas y cañerías de subida a los tanques elevados en donde se instalarán cañerías de hierro fundido con el fin de absorber vibraciones por ser un material más flexible que el Asbesto Cemento.

En el capítulo IV donde se tratará sobre el sistema de

distribución se explican los motivos por los cuales se ha escogido este material para las cañerías de impulsión.

### CÁLCULO DE LA FUNCIÓN DE VARIACION DEL COSTO DE TUBERIA

Procederemos a obtener una fórmula que represente la variación del costo del material más el costo de instalación de las tuberías de Asbesto Cemento respecto al diámetro.

La fábrica "Eternit Ecuatoriana" proporcionó el precio de algunas tuberías de Asbesto Cemento y en la Junta Cantonal de Agua Potable de Guayaquil como en algunas Compañías de construcciones sanitarias se obtuvo los costos de instalación de estas tuberías. Estos datos serán expuestos a continuación en la Tabla 3-2.

Diámetro pulg.	3	4	6	8	10	12
Costo S./mt.	56	72	140	170	250	350
Costo Inst. S./ mt.	50	50	65	75	90	105
Costo total S./ mt.	106	122	205	245	340	455

### PRECIOS DE TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO Y COSTO DE INSTALACION

T A B L A 3-2

Como se podrá notar solamente se pudo obtener costos de material e instalación hasta diámetros de 12", para referir

nos a costos para mayores diámetros, tenemos que ajustar estos datos a una curva.

Si nosotros planteamos los datos anteriores en un sistema de ejes cartesianos podremos darnos cuenta que aproximadamente se obtendrá una curva de segundo grado (Ver figura 3-3).

Ahora se procederá a ajustar los datos a una curva de segundo grado para lo cual se va a utilizar el método seguido en el capítulo I sobre proyección de población sin detallar los pasos ahí mencionados.

Primeramente calcularemos una función cuadrática del tipo:

$$Y = f(x) = C_0 + C_1 X + C_2 X^2 \quad (3-1)$$

donde:

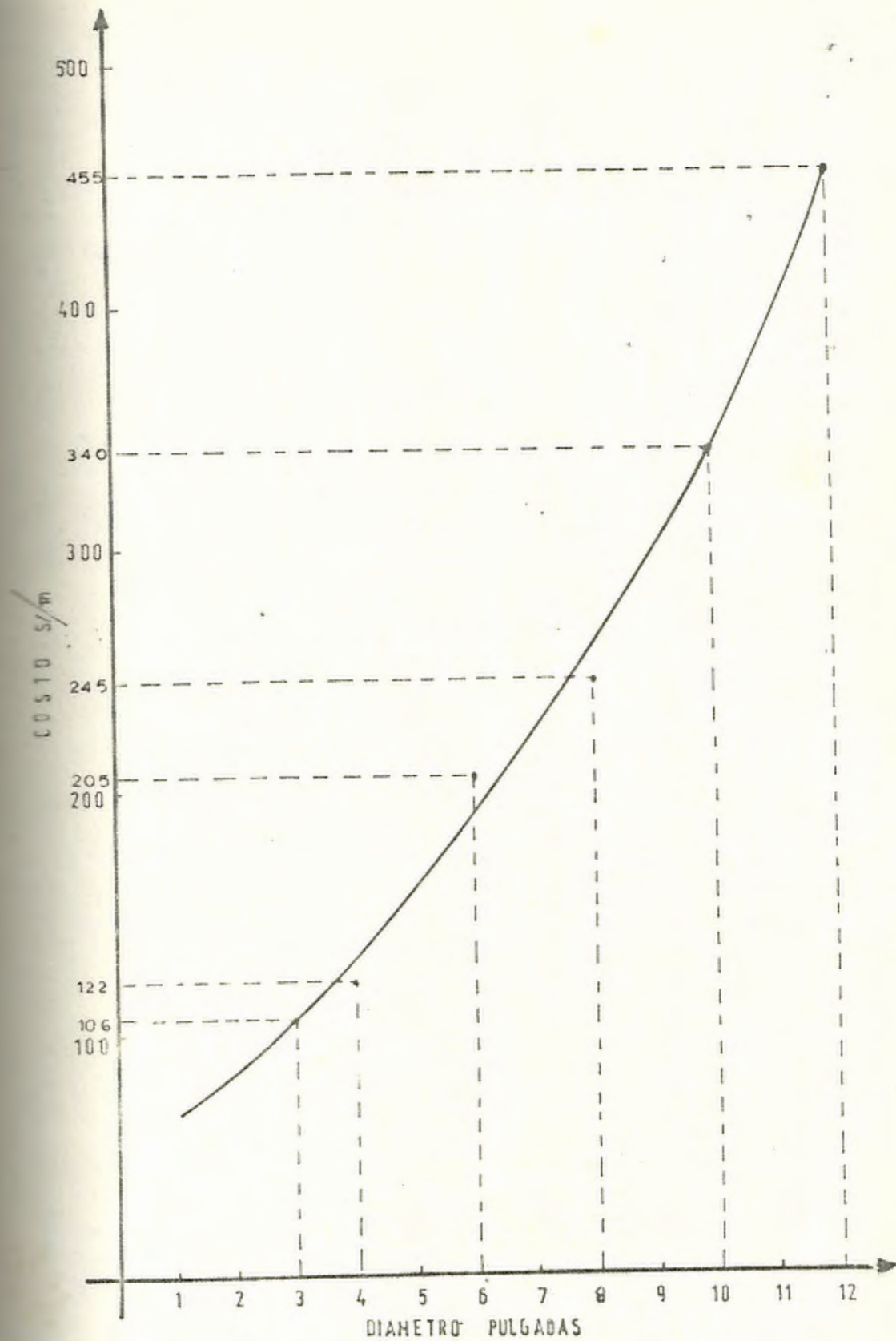
$$f(x) = \text{costo (S/. /mt)}$$

$$X = \text{diámetro (pulg)}$$

Si tenemos que  $y_i$  = conjunto de datos o variable llamando:

$$V_i = C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i \quad (3-2)$$

El método establece también  $S = \sum_{i=1}^n V_i^2$



POSIBLE CURVA AJUSTADA DE VARIACION DEL COSTO DE TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO

FIGURA 3-3

Reemplazando:

$$S = \sum_{i=1}^n \left\{ C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i \right\} \quad (3-3)$$

Para que  $S$  sea mínimo sabemos que:

$$\frac{\partial S}{\partial C_0} = 0, \quad \frac{\partial S}{\partial C_1} = 0, \quad \frac{\partial S}{\partial C_2} = 0$$

Por lo tanto:

$$\frac{\partial S}{\partial C_0} = 2 \sum_{i=1}^n V_i \frac{\partial V_i}{\partial C_0} = 0 \quad (3-4)$$

$$\frac{\partial S}{\partial C_1} = 2 \sum_{i=1}^n V_i \frac{\partial V_i}{\partial C_1} = 0 \quad (3-5)$$

$$\frac{\partial S}{\partial C_2} = 2 \sum_{i=1}^n V_i \frac{\partial V_i}{\partial C_2} = 0 \quad (3-6)$$

$$\frac{\partial V_i}{\partial C_0} = \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i)}{\partial C_0} = 1 \quad (3-7)$$

$$\frac{\partial V_i}{\partial C_1} = \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i)}{\partial C_1} = X_i \quad (3-8)$$

$$\frac{\partial V_i}{\partial C_2} = \frac{\partial (C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i)}{\partial C_2} = X_i^2 \quad (3-9)$$

Reemplazando (3-7), (3-8) y (3-9) en (3-4), (3-5) y (3-6);

y además  $N = 6$ ; queda:

$$\sum_{i=1}^6 (C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i) \cdot 1 = 0$$

$$\sum_{i=1}^6 (C_0 + C_1 X_i + C_2 X_i^2 - y_i) X_i = 0$$

Reemplazando todos estos valores en (3-10), (3-11) y (3-12) nos dá:

$$6 C_0 + 43 C_1 + 369 C_2 = 1.473 \quad (3-13)$$

$$43 C_0 + 369 C_1 + 3547 C_2 = 12.856 \quad (3-14)$$

$$369 C_0 + 3547 C_1 + 36465 C_2 = 125.486 \quad (3-15)$$

Desarrollando estas 3 ecuaciones se llega al siguiente resultado:

$$C_0 = 66.27038989 \approx 66.27$$

$$C_1 = 7.457996949 \approx 7.46$$

$$C_2 = 2.045213528 \approx 2.04$$

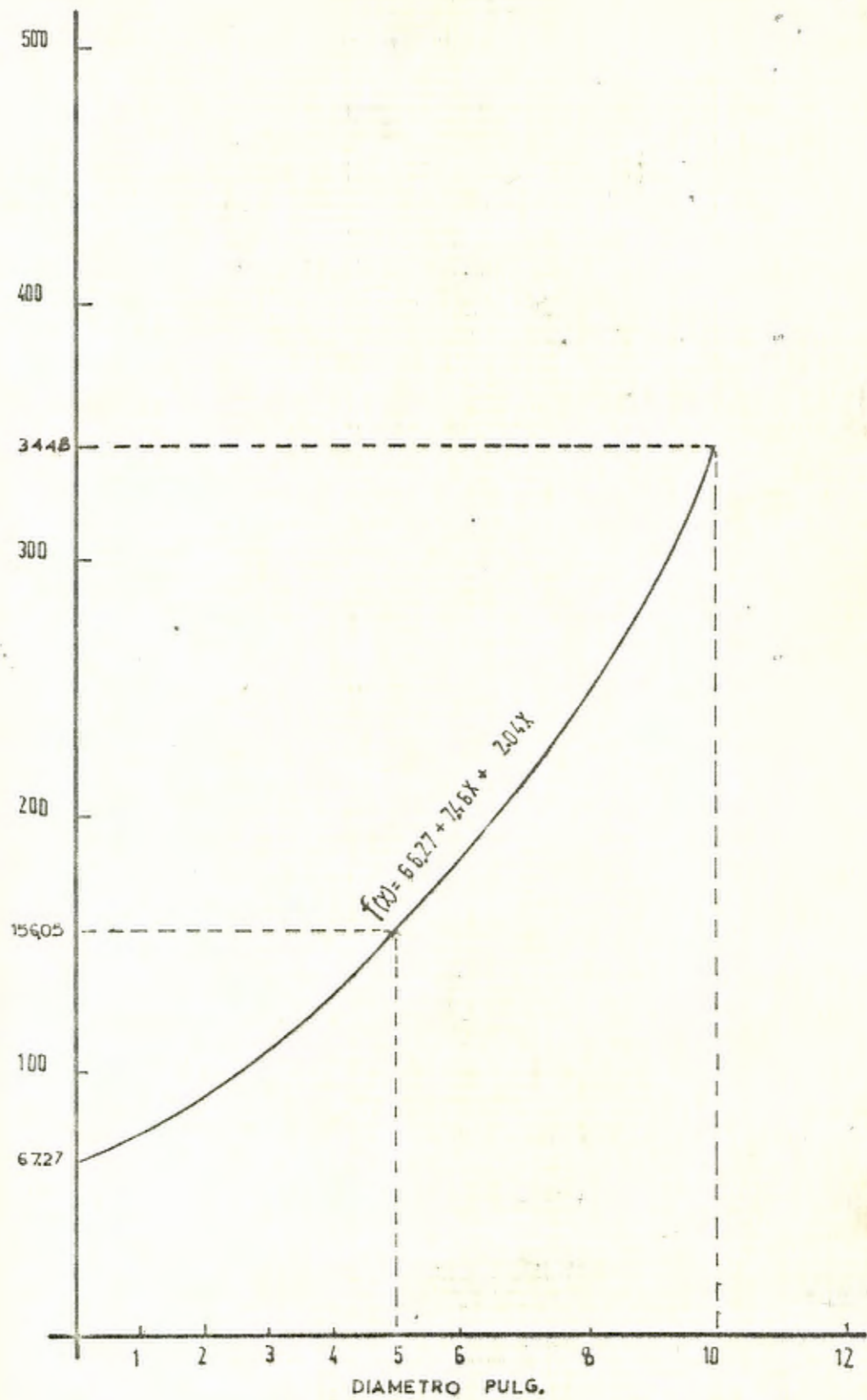
de tal modo la función nos queda:

$$f(x) = 66.27 + 7.46 X + 2.04 X^2 \quad (3-16)$$

La gráfica de esta curva puede apreciarse en la figura 3-4 y notamos que casi coincide con "Posible curva ajustada" de la fig. 3-3.

## 3.2. OPTIMIZACION DEL DIAMETRO DE LA CANERIA DE IMPULSION

Para efectuar este cálculo necesitamos hallar una "Función Criterio" o "Función Objetiva" y luego aplicaremos algún procedimiento o método matemático para obtener la solución más económica.



CURVA AJUSTADA DE VARIACION DEL COSTO DE TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO

FIGURA 3-4

Generalmente el costo total anual por pie de cañería es:

$$A = b_s Q + \frac{n}{100} (a + a.d^m) \quad (5) \quad (3-17)$$

en donde:

$b$  = costo de bombear 1 pie<sup>3</sup>/seg. 1 pie de alto

$s$  = pérdida de presión 1 pie x pie

$Q$  = flujo de agua en pie<sup>3</sup>/seg.

$n$  = razón de interés más razón de depreciación de la línea.

Así también tenemos que:

$$S = \left( \frac{1590 Q}{C_w} \right)^{1.85} \times \frac{1}{d^{4.86}} \quad (5) \quad (3-18)$$

donde:

$C_w$  = Coeficiente de la fórmula de Hazar William

$d$  = diámetro de la tubería en pulg.

La expresión  $(a + a.d^m)$  en la fórmula (3-17) indica la variación del costo de la tubería con el diámetro que se calculó en la sección anterior y que es:

$$2.04 d^2 + 7.46 d + 66.27$$

Además el costo de bombear un pie<sup>3</sup>/seg. 1 pie de altura fue proporcionado por la Junta Cantonal de Agua Potable de Gua



yaquil y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias y  
 fué S/. 0.15.

Mas aún se adoptará una razón de interés más razón de  
 depreciación de la línea de 0.6% (r). Este dato nos fué  
 proporcionado en la misma forma por el Instituto de Obras  
 Sanitarias, además de ser el interés bancario comercial u-  
 tilizado en nuestro medio.

"Ternit Ecuatoriana S.A." fabricantes de tubos "Asbes-  
 to Cemento" proporcionó el coeficiente de rugosidad relati-  
 va ( $C_w$ ) = 130 y es el coeficiente que utilizaremos en lo  
 futuro.

Reemplazando todos estos valores en la fórmula (3-17),  
 queda finalmente:

$$A = 0.75 \left( \frac{1590}{130} \right)^{1.85} \times \frac{Q^{2.85}}{d^{4.86}} + 0.06 (66.27 + 7.46 d + 2.04 d^2) \quad (3-19)$$

Esta sería, entonces la "función criterio" que había que  
 optimizar para obtener el diámetro más económico, el cual  
 sería aquel que se obtiene de igualar a cero la derivada par-  
 cial respecto al diámetro. Entonces:

$$\frac{\partial A}{\partial d} = 0 = -75 \left( \frac{1590}{130} \right)^{1.85} \times \frac{Q^{2.85}}{d^{5.86}} + 0.06 (7.46 + 4.08 d) \quad (3-20)$$

Expresión que queda en función de Q y d; luego:

Para la bomba de  $Q = 450 \text{ mt}^3/\text{hora}$  tenemos:

$$450 \text{ mt}^3/\text{hora} = 4.59 \text{ pie}^3/\text{seg.}$$

Reemplazando este valor en (3-20) nos queda:

$$-0.75 \left( \frac{1590}{130} \right)^{1.85} \left( \frac{4.59}{d^{5.86}} \right)^{2.85} + 0.06 (7.46 + 408 d) = 0$$

Desarrollando esta ecuación da:

$$d = 5.25$$

aproximando al diámetro comercial normalizado mayor

$$d = 6''$$

para la bomba de  $Q = 850 \text{ mt}^3/\text{hora}$ :

$$850 \frac{\text{mt}^3}{\text{hora}} = 8.67 \text{ pie}^3/\text{seg.}$$

Reemplazando este valor nuevamente en (3-20) nos queda:

$$-0.75 \left( \frac{1590}{130} \right)^{1.85} \times \frac{8.67}{d^{5.86}} + 0.06 (7.46 + 408 d) = 0$$

desarrollando esta ecuación se tiene:

$$d = 6.8''$$

aproximando al mayor diámetro mayor normalizado comercial

$$d = 8''$$

De esta forma hemos obtenido los 2 diámetros óptimos de las tuberías de impulsión.

### 2.3. CALCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO

#### 2.3.1. CALCULO DEL DIAMETRO DE SUCCION DE LAS BOMBAS

En vista de que las tuberías de succión son de poca longitud el tamaño mínimo factible estará gobernado por las características del agua conducida y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. La característica principal que deberá tomarse en cuenta es la velocidad; la misma que si es máxima no deberá causar erosión o rozamiento.

El "Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias" (I.E.O.S.) ha normalizado institucionalmente una velocidad máxima de diseño para tuberías de poca longitud de hierro fundido en 2 m/seg.

Entonces para bomba de  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$  y  $2 \text{ m}/\text{seg}$ .

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v \quad (3-21)$$

Donde:

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

$D$  = diámetro en  $\text{m}$

$v$  = velocidad del agua en  $\text{m}/\text{seg}$ .

Luego:

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 450 \text{ mt}^3 \times \text{hora} \times \text{Seg.}}{\text{hora} \times 3.600 \text{ seg.} \times 3.1416 \times 2 \text{ mt}}}$$

$$D = 0.283 \text{ mt}$$

$$= 0.283 \text{ mt} \times \frac{39.37 \text{ pulg}}{\text{mt}} = 11.2''$$

ajustando el diámetro al próximo mayor comercial tenemos:

$$D = 12''$$

para bomba de  $850 \text{ mt}^3/\text{hora}$  y  $2 \text{ mt}/\text{seg}$  y de (3-21)

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 850 \text{ mt}^3 \times \text{hora} \times \text{seg}}{\text{hora} \times 3.600 \text{ seg} \times \pi \times 2 \text{ mt}}}$$

$$D = 0.3877 \text{ mt}$$

$$= 0.3877 \text{ mt} \times \frac{39.37 \text{ pulg}}{\text{mt}} = 15.1''$$

aproximando al mayor comercial normalizado tenemos:

$$D = 16''$$

### 3.2. CALCULO DE LAS PERDIDAS EN LAS TUBERIAS DE SUCCION

Para el cálculo de las pérdidas por fricción en las tuberías de succión se han tomado en cuenta los principales accesorios que aparecen en la fig. 3-5 y se ha utilizado la tabla del Apéndice C (Tablas C-1, C-2, C-3).

Para la confección de esta tacla Crane  $C_0$  ha utilizado el coeficiente de resistencia  $K$  de la ecuación.

$$h_L = K \frac{v^2}{2g} \quad (3-22)$$

donde:

$h_L$  = pérdida de cabezal de presión estática debido al flujo; está dado en pie de fluido.

$v$  = velocidad promedio de flujo en pie/seg.

$g$  = aceleración de la gravedad: 32.2 pie/seg<sup>2</sup>

$K$  = coeficiente de resistencia

$K$  también está definido como el número de pérdida de columna de velocidad.

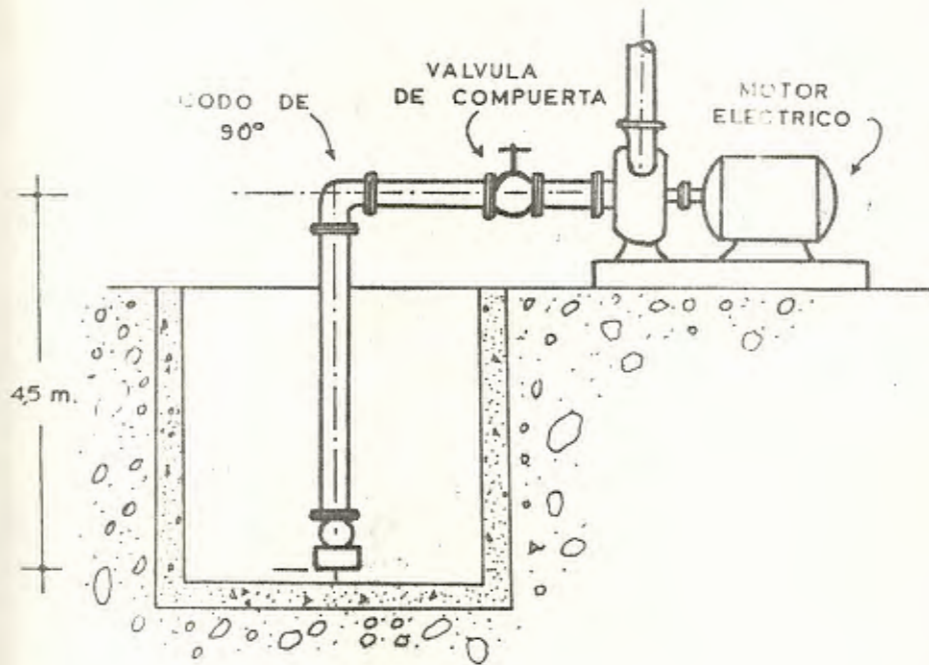
Estas mismas pérdidas en tuberías rectas son expresadas por medio de la ecuación de Darcy:

$$h_L = \left( f \frac{L}{D} \right) \frac{v^2}{2g} \quad (3) \quad (3-23)$$

Relacionado (3-21) y (3-22) queda:

$$K = \left( f \frac{L}{D} \right) \quad (3) \quad (3-24)$$

Según las tablas C-1, C-2, y C-3 la longitud  $L$  en pie o la razón  $L/D$  en diámetro de tubería es la longitud equivalente de tubería recta que causaría la misma caída de presión que un accesorio bajo las mismas condiciones de flujo.



### ACCESORIOS EN LAS TUBERIAS DE SUCCION DE LAS BOMBAS:

F I G U R A 3-5

Las tablas C-1, C-2 y C-3, son solamente útiles para aquellas condiciones en la cual el fluido tiene un número de Reynolds mayor que 1.000.

Calcularemos a continuación las pérdidas para la succión de la bomba de  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$ .

En la Figura 3-5 se tienen los principales accesorios:

tubería de diámetro = 12 pulg.

un codo d  $90^\circ$

una válvula de compuerta

entrada a la tubería de succión

sabita de la tubería de succión

Longitud de la tubería:  $4.5 + 2.8 = 7.30$  mt

material = hierro fundido Schedule 40

Se ha escogido hierro fundido Schedule 40 por las propiedades que tiene este material y por la presión de prueba de hasta  $250 \text{ lb/pulg}^2$  (3).

Ahora reduciremos los  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$  a galones por minuto y esto es igual a  $2\,000 \text{ gal/mín}$  (4).

De la tabla C-1 obtenemos que para  $2\,000 \text{ gal/mín}$  y 12 pulg. de diámetro la caída de presión será de  $0.339 \text{ lb/pulg}^2$  por cada 100 pie de longitud.

En la tabla 3-3 obtenemos la longitud equivalente de los accesorios y tuberías perteneciente a esta bomba y es:

181.9 pie

Entonces para los 181.9 pies de longitud equivalente total, la pérdida de presión será de  $0.55223 \text{ lb/pulg}^2$ .

Transformando esta presión a mt de agua tenemos que:

$$0.55223 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \times 2.3039 \frac{\text{pie de agua}}{\text{lb/pulg}^2} \times 0.3048 \frac{\text{mt de agua}}{\text{pie de agua}}$$

$$= 0.3735849 \text{ mt de agua}$$

Para los demás accesorios pequeños no tomados en cuen

NOMBRE y NECESARIO	K (2)	L/D (3)	L pie Long. Equiv.
Codo de 90° (Standard elbow)		30.00	30.00
Válvula de compuerta (Conventional fully open)		13.00	13.00
Entrada a tubería (sharp Edged En- trance)	0.5	38.00	39.00
Salida de tubería (Rounded Exit)	1	76.00	76.00
Tubería			23.94
TOTAL:			181.944 pies

LONGITUD EQUIVALENTE TOTAL EN LA TUBERIA DE SUCCION DE LA  
BOMBA DE 450 mt<sup>3</sup>/hora\*

T A B L A 3-3

\* L se calculó con tabla C-3

L/D para entrada y salida de las tuberías se calculó  
con tabla C-2.



ta aproximamos las pérdidas totales en:

0.38 mt de agua

Calcularemos ahora las pérdidas de la bomba de 850  $\text{m}^3/\text{hora}$  siguiendo el mismo procedimiento anterior, considerando que en este caso el diámetro de la tubería es de 16 pulg.

La tabla 3-4 nos muestra la longitud equivalente total en los accesorios para la bomba de 850  $\text{m}^3/\text{hora}$ . Con esta longitud equivalente total igual a 229.444 pies obtenemos de la tabla C-1 que la pérdida de presión para 2 000 G/min y 12 pulg de  $\phi$  es de 0.401 lb/pulg. por cada 1000 pies de longitud lo que nos da una pérdida de presión igual a 0.918 lb/pulg<sup>2</sup>. Y si transformamos este valor en  $\text{m}^3$  de agua nos da igual a 0.646 mt

### 3. CALCULO DE LA POTENCIA NECESARIA

El conjunto de impulsión (bomba, motor) deberá vencer la diferencia de nivel entre los 2 puntos o niveles de agua más la pérdida de carga de todo el sistema (esto es a lo largo de la tubería) y las pérdidas de carga de piezas especiales.

La potencia del conjunto de impulsión estará dada por:

$$P = \frac{Q H}{75} \quad (6) \quad (3-25)$$

NOMBRE DEL ACCESORIO	K	L/D	L pie Log. Equív.
Codo de 90° (Standard Elbow)		30	39.000
Válvula de compuerta (Conventional fully open)		13	16.500
Entrada a tubería (Sharp Edged En- trance)	0.5	40	50.000
Salida de tubería (Rounded Exit)	1	80	100.000
Tubería			23.944
TOTAL:			229.444 pies

LONGITUD EQUIVALENTE TOTAL EN LA TUBERÍA DE SUCCION DE  
LA BOMBA DE 850 m<sup>3</sup>/hora\*

T A B L A 3-4

\* L se calculó con tabla C-3.

L/D para entrada y salida de la tubería se calculó con  
tabla C-2.

donde:

$P$  = potencia en caballos de vapor

$\rho$  = peso específico del agua ( $1000 \text{ Kg/m}^3$ ) (2)

$Q$  = caudal o descarga en litros/seg.

$H$  = columna estática de descarga

$\eta$  = rendimiento global del conjunto de impulsión.

Para fines prácticos y si se considera un rendimiento global del 67% (6) y expresando el caudal en litros/seg. tenemos que:

$$P = \frac{Q \cdot H}{50} \quad \text{en c.v.} \quad (3-26)$$

$H$  es un valor calculado en el capítulo IV igual a 35 mt.

Entonces:

Para la bomba de  $450 \text{ m}^3/\text{hora}$  ( $125 \text{ lt/seg}$ ) de (3-26)

$$P = \frac{125 \times 35}{50} = 87.5 \text{ c.v.}$$

$$1 \text{ c.v.} = 0.986 \text{ H.P.} \quad (5)$$

$$P = 87.5 \text{ c.v.} \times 0.986 \frac{\text{H.P.}}{\text{c.v.}} = 86.27 \text{ H.P.}$$

Si admitimos un cierto huelgo para los motores eléctricos debido a ciertos factores indeterminados (tales como caída de Voltaje, pérdidas por rozamiento etc.) que será del 10% (6):

$$P = 86.27 + \frac{10}{100} (86.27) \text{ H.P.}$$

$$P = 94.897 \text{ H.P.}$$

Como primer intento escogeremos 2 bombas de 450 m<sup>3</sup>/hora y una de 850 m<sup>3</sup>/hora.

Podemos darnos cuenta que con esta cantidad de bomba, existe disponibilidad de los siguientes caudales:

$$450 - 850 - 900 - 1.300 - 1.750 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Con estos caudales se cubren los caudales medios y de punta para el año en curso y caudales intermedios hasta cierto tiempo futuro.

Considerando que entre los 10 años iniciales se puede llevar a cabo un estudio estadístico de consumo se procederá a probar que estas bombas si alcanzan para el consumo que existiría en el año 1984.

Entonces, si se ha establecido los caudales medios actuales y los caudales medios para el año 2.000 que son de 150 lt/hab/día y 230 lt/hab/día respectivamente, entonces existe un incremento anual de:

$$\frac{230 - 150}{2000 - 1974} = \frac{80}{26} = 3.07 \text{ lt/hab/día}$$

y la dotación media diaria para el año 1984 será:

$$\begin{aligned} 150 \text{ lt/hab/día} + 3.07 \text{ lt/hab/día} \times 10 \text{ años} \\ = 150 + 30.7 \\ = 180.7 = 181 \text{ lt/hab/día} \end{aligned}$$

La población que tendría la ciudad de Machala en el año 1.984 se calcula utilizando la ecuación (2-21).

$$f(x) = 171.5361 + 2068.7669 x$$

$$f(44) = 171.5361 + 2068.7669 (44)$$

$$f(44) = 91271.5361 \text{ habitantes}$$

Con estos datos el caudal medio para el año 1.984 será:

$$\text{caudal medio} = 91271.5361 \text{ hab} \times 181 \times \frac{\text{lt}}{\text{hab} \times \text{día}} \times \frac{1}{24} \times \frac{\text{día}}{\text{hora}}$$

$$\text{caudal medio} = 688000 \text{ lt/hora} = 688 \text{ m}^3/\text{hora}$$

$$\text{caudal de punta} = 688 \text{ m}^3/\text{hora} \times 1.9 = 1310 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Con lo cual podemos notar que las bombas satisfacen en exceso el caudal de punta del año 1 984.

Entonces podemos instalar 3 bombas con los caudales ya descritos u así efectuar un estudio estadístico de consumo para luego de este tiempo asegurar un proyecto del sistema de bombeo más realista. La instalación de una bomba adicional de  $850 \text{ m}^3/\text{hora}$  podría ser factible como reserva a ser utilizada en cualquier emergencia.

### 3.3. CALCULO Y DISEÑO DE LOS DEPOSITOS DE ALMACENAMIENTO

Calcularemos en esta sección una forma de diseño para un tanque elevado y se obtendrá una función del costo con respecto a la altura de una torre que podría soportar a es

te tanque.

#### 1.1. VOLUMEN TANQUE ELEVADO

El volumen del tanque elevado resultaría de calcular la mayor separación entre el diagrama de bombeo o de alimentación acumulado al tanque y el diagrama de consumo horario acumulado de la población para el día de mayor consumo. Como la ciudad de Machala nunca ha tenido una estadística de consumo por lo tanto no se puede disponer de diagramas de consumos horarios hablados anteriormente, por lo tanto recurriremos a la experiencia la cual demuestra que el volumen de los tanques elevados deberían ser 2 veces el caudal medio horario.

Como ya conocemos que el caudal medio horario será de 1196 m<sup>3</sup>/hora para el año 2 000, entonces el volumen del tanque elevado nuevo será de  $1196 \times 2 = 2392$  m<sup>3</sup>. o sea 840 m<sup>3</sup> siendo 360 m<sup>3</sup> el volumen del tanque que actualmente existe.

#### 1.2. SELECCION DE LA FORMA

Existen varias formas de depósitos para almacenar agua pero se escoge la forma cilíndrica con cubierta superior cónica y piso semi-esférico.

Se ha adoptado la forma cilíndrica por cuanto tiene gran resistencia estructural y es fácil de fabricar. Así

mismo se ha escogido para el techo la forma cónica por cuanto es la más usada. Por último adoptaremos la forma semi-esférica para la parte inferior del depósito por cuanto constituye una de las formas de cubierta más resistente en comparación con las otras (planas, cónicas) ya que esta forma presenta poca discontinuidad en las juntas con la parte cilíndrica de la pared lateral, disminuyendo así los esfuerzos locales que se presentan en esas partes.

### RELACION DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE

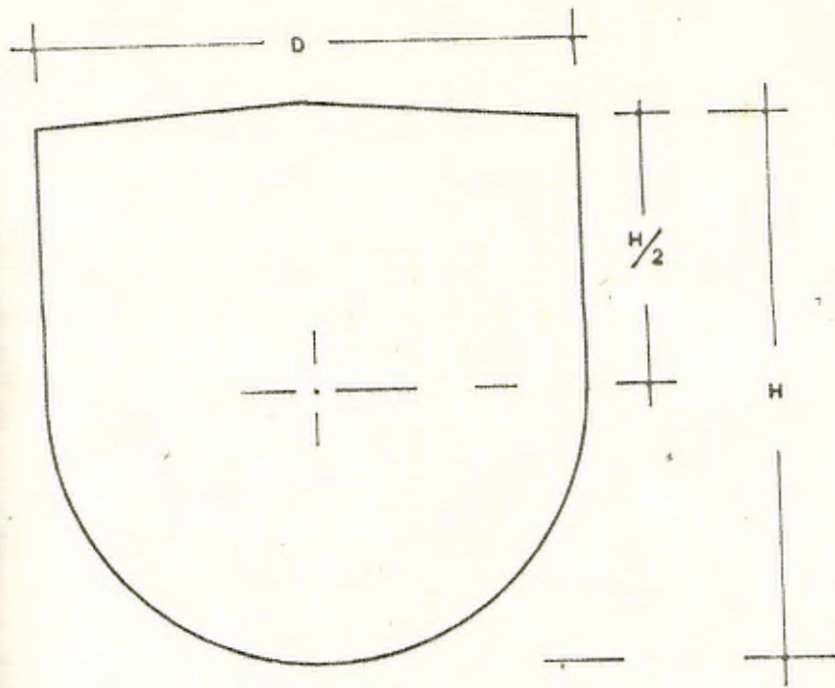
Optimizar dimensiones de un tanque constituye un proceso largo, ya que estas dimensiones están influenciadas por el costo de las bases, terreno donde va a ser instalado, el costo de la pared y costo del techo. Cabe anotar que el costo de los componentes de la pared, piso y techo de un tanque son función del espesor de las planchas, grado del acero, costo de la soldadura a utilizarse y otros costos donde debe de incluirse también costos de los accesorios.

En el presente proyecto omitiremos este cálculo por tratarse solamente de un cálculo aproximado para lo cual adoptaremos una relación generalmente usada de altura (H) a diámetro (D) igual a uno es decir:

$$H = D$$

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE (ver figura 3-6)

Si se llama:



FORMA DEL TANQUE ELEVADO

FIG. 3-6

VC - volumen de la parte cilíndrica

VE - volumen de la semi esfera

$$VC = \frac{\pi D^2 H}{4 \times 2} \quad (3-27)$$

Haciendo  $H = D$ ; queda:

$$VC = \frac{\pi D^3}{8}$$

$$VE = \pi \left( \frac{D}{2} \right)^2 \frac{D}{2} = \frac{\pi D^3}{2 \times 3} \quad (7) \quad (3-28)$$

$$VE = \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{D}{3} \right) = \frac{\pi D^3}{12}$$

$$\text{Volumen total} = VC + VE = \frac{\pi D^3}{8} + \frac{\pi D^3}{12} = \frac{5}{24} \pi D^3$$



Como anteriormente calculamos el volumen total =  $840 \text{ mt}^3$ .

Entonces:

$$840 \text{ mt}^3 = \frac{5}{24} \pi D^2$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{840 \times 24}{5 \times \pi}} = \sqrt[3]{1282} = 10.8 \text{ mt.}$$

### 3.3.5. CALCULO DEL ESPESOR DE LA PARED DE LA PARTE CILINDRICA

Para el cálculo del espesor de la pared utilizaremos inicialmente la ecuación de los esfuerzos que se producen en una membrana solo con la teoría de membrana solo con la teoría de membrana. No se va a considerar los esfuerzos producidos en las juntas y cambios de curvatura por cuanto el cálculo es aproximado.

$$S_t = \frac{p r_0}{t} \quad (8) \quad (3-29)$$

En donde:

$S_t$  = Esfuerzo tangencial permisible

$p$  = Presión hidrostática

$r_0$  = Radio de la parte cilíndrica

$t$  = Espesor de la pared del cilindro

También utilizaremos la fórmula:

$$t = \frac{62.37 (h-1) (12 D)}{2(21.000) (e) (144)} + c \quad (9) \quad (3-30)$$

Se utiliza esta fórmula para construcciones soldadas con

unión doble por sus extremos.

En donde:

$h$  = altura en pie desde la parte superior cilíndrica hasta el punto considerado (unión cilíndrica - hemisférica =  $H/2$ ).

$D$  = Diámetro interior del tanque en pie.

$e$  = Espesor de aumento a causa de la corrosión. Se ha escogido según ASME CODE 11.

$$e = \frac{1}{16} \text{ pulg.}$$

$e$  = Factor de eficiencia de Junta. Se ha escogido 0.85 y un esfuerzo disponible de diseño de 21.000 psi (9).

Para el cálculo del Espesor de las Planchas (Ver. Fig. 3-7).

Inicialmente se procede a calcular el espesor de la última plancha; y tendremos.

$$\text{Presión hidrostática} = \gamma h \quad (2) \quad [3-31]$$

Donde:

$$\gamma = \text{peso específico del agua a } 15.6^{\circ}\text{C} = 1\,000 \text{ Kg/mt}^3 \quad (2)$$

$$\gamma = 1\,000 \text{ Kg/mt}^3 \times 0.0624 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times \frac{\text{mt}^3}{\text{Kg}}$$

$$\gamma = 62.4 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3}$$

$$h = \frac{H}{2} \quad (\text{ver figura 3-6 y 3-7})$$

$$\frac{H}{2} = \frac{10.8 \text{ mt}}{2} = 5.4 \text{ mt} \times 3.28 \frac{\text{pie}}{\text{m}} = 17.71 \text{ pie}$$

$$h = 17.71 \text{ pie}$$

$$r_0 = 5.4 \quad (\text{Ver figura 3-6})$$

$$= 5.4 \text{ mt} \times 3.28 \frac{\text{pie}}{\text{m}} = 17.71 \text{ pie}$$

$$r_0 = 17.71 \text{ pie}$$

$$S_t = 21\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg.}} \quad (9)$$

Entonces haciendo uso de la fórmula (3-39) obtendremos el espesor para la plancha inferior, (última plancha).

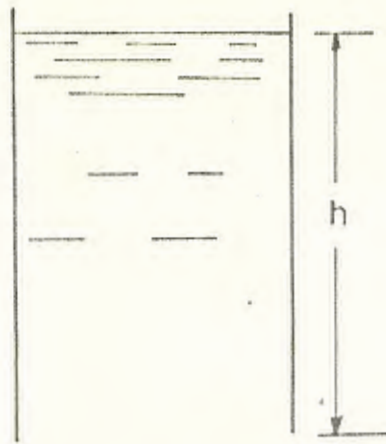
$$t = \frac{\gamma r_0}{S_t} = \frac{\gamma h r_0}{S_t}$$

$$t = \frac{62.4 \text{ lb/pie}^3 \times 17.71 \text{ pie} \times 17.71 \text{ pie}}{21\,000 \text{ lb/pulg}^2 \times 144 \text{ pulg}^2 / \text{pie}^2} = 0.006472 \text{ pie}$$

$$= 0.006472 \text{ pie} \times 12 \frac{\text{pulg}}{\text{pie}} = 0.077664 \text{ pulg} = \frac{5}{64} \text{ pulg.}$$

Ahora se procederá a calcular el espesor de la misma plancha utilizando la fórmula (3-30).

$$t = \frac{62.37 (17.71 - 1) (12 \times 35.424)}{2(21\,000) (0.85) (144)} + \frac{1}{16}$$



ESQUEMA DE LA PARTE CILINDRICA DEL TANQUE

FIGURA 3-7

$$t = 0.086282 + \frac{1}{16} = \frac{3}{32} + \frac{1}{16} = \frac{5}{32} \text{ pulg.}$$

Según se aprecia de los 2 resultados anteriores aquel calculado con la fórmula (3-30) da un valor un poco mayor por los factores de eficiencia de Junta y corrosión que se usan, considerando además, que la fórmula (3-30) se deriva de la fórmula (3-29).

Se aprecia también de estas fórmulas (3-29) y (3-30), que el espesor de una plancha referida a un punto dado es directamente proporcional a la altura que se encuentra la plancha desde la superficie libre de agua, y como Lloyd E. Brownell en el libro *Process Equipment Design* recomienda utilizar planchas de  $\frac{3}{16}$  pulg. de espesor como mínimo para tanques cuyos diámetros sean menores que 45 pies, tendrá que diseñarse este tanque con planchas de  $\frac{3}{16}$  pulg. de espesor a través de toda la altura, ya que este depósi

to tiene como diámetro 35.424 pies y las planchas superiores serían menores que  $\frac{5}{32}$  pulg. de espesor.

### 3.6. CALCULO DEL TECHO

Para el cálculo y diseño del techo este proyecto se basa en las siguientes recomendaciones (9).

- a. Deb. utilizarse soportes y vigas de amarre por cuanto el diámetro es mayor de 24" (Ver figura 3-6).
- b. Debe construirse con planchas de  $\frac{3}{16}$ " de espesor

### 3.7. CALCULO DEL MAXIMO ESPACIO ENTRE VIGAS

Utilizaremos para este cálculo la fórmula siguiente:

$$l = t \sqrt{\frac{26}{q}} \quad (9) \quad (3-31)$$

donde:

$l$  = espacio entre vigas, pulg.

$t$  = espesor de la plancha a utilizarse =  $\frac{3}{16}$  pulg.

$q$  = cargas totales que sería:

a) carga muerta o peso igual a  $7.65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$  (9); y

b) carga viva igual a  $20 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$  ;

Lloy E. Brownell en su libro "Process Equipment Design" recomienda utilizar  $25 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$  como esfuerzo para carga viva que incluyen carga combinada de viento, nieve y personas, pero

se ha escogido  $20 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}$  por cuanto en nuestro medio la posibilidad de que caiga nieve sería casi imposible.

$f$  = esfuerzo de diseño disponible =  $18\ 000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$   
(máximo especificado por API standard 12 para cubierta de hierro).

Por lo tanto:

$$l = \frac{3}{16} \sqrt{\frac{2(18\ 000)}{(20 + 7.65) 144}}$$

$$l = \frac{3}{16} \sqrt{188\ 000} = \frac{3}{16} \times 434 = 81.5 \text{ pulg.}$$

El mínimo número de vigas ( $n$ ) en el anillo exterior sería determinado dividiendo la circunferencia de la parte cilíndrica para el máximo espacio entre vigas:

$$n = \frac{2\pi r_0}{l} \quad (3-32)$$

$$n = \frac{2 \times 3.1416 \times (5.4 \times 3.28) \text{ pie} \times 12 \frac{\text{pulg}}{\text{pie}}}{81.5 \text{ pulg.}}$$

$$n = 16.4$$

aproximaremos a:  $n = 17$  vigas

De aquí el verdadero espacio entre vigas será:

$$l = \frac{2 \pi r_0}{n} \quad (3-33)$$

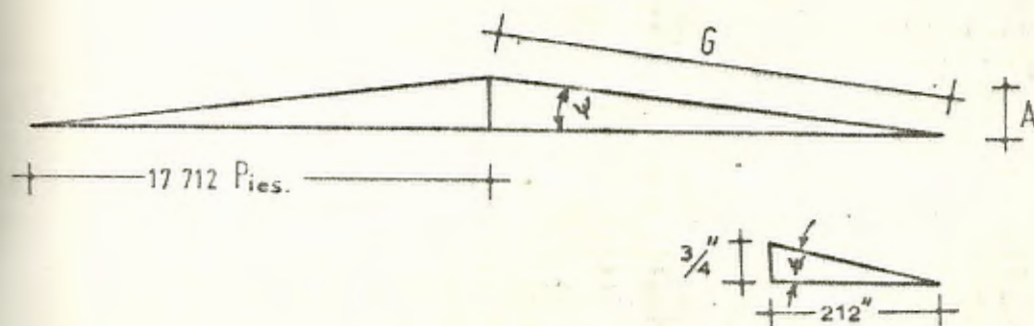
$$l = \frac{2 \times 3.1416 \times 5.4 \text{ mt}}{17 \text{ vigas}} \times 3.28 \frac{\text{pie}}{\text{mt}} \times 12 \frac{\text{pulg}}{\text{pie}}$$

$$l = 78.5 \text{ pulg entre vigas}$$

### 3.5.2. CALCULO Y SELECCION DE LAS DIMENSIONES DE LAS VIGAS

Anteriormente cuando se trató sobre selección de la forma se adoptó la forma cónica para el techo. Llow E. Brown en su libro "Process Equipment Design" recomienda para techos con soporte utilizar una inclinación de  $\frac{3}{4}$  pulg. en altura por cada 12 pulg. de radio.

Para cálculos posteriores se va a determinar generatriz y altura del cono que forma el techo.



TECHO DEL TANQUE ELEVADO.

FIGURA 3-8

Entonces observando la figura 3-8, por semejanza de triángulos

$$\frac{3/4 \text{ pulg.}}{A} = \frac{12 \text{ pulg}}{17.712 \text{ pie}}$$

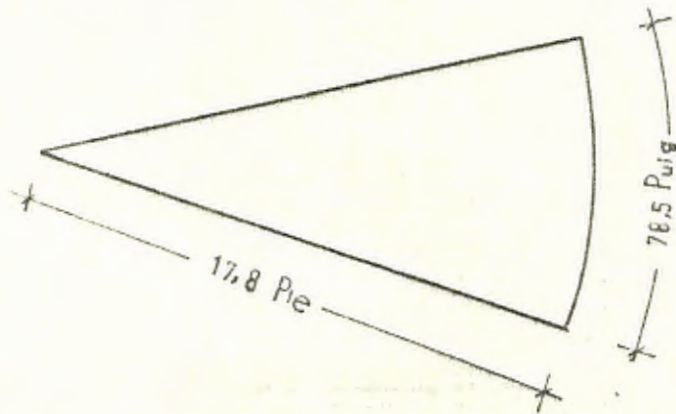
$$A = \frac{3}{4} \text{ pulg.} \times \frac{17.712 \text{ pies}}{12 \text{ pulg}} = 1.107 \text{ pies}$$

Aplicando el teorema de Pitágoras:

$$g = \sqrt{(1.107 \text{ pies}^2) + (17.712 \text{ pies}^2)}$$

$$g = 17.8 \text{ pie}$$

La figura 3-9 nos muestra un sector del cono formado por la generatriz del techo y el espacio entre vigas.



SECTOR CONICO DEL TECHO FORMADO POR DOS VIGAS.  
FIGURA 3-9

De aquí, llamando:

$A_s$  = Area del sector del cono

$A_l$  = Area lateral del cono



$C =$  Circunferencia del cono

Tenemos:

$$A_l = \pi r_0 g \quad (7) \quad (3-34)$$

$$A_l = 3.14 \times 17.712 \text{ pie} \times 17.8 \text{ pie}$$

$$A_l = 990 \text{ pie}^2$$

$$C = 2\pi r_0$$

$$C = 2 \times 3.1416 \times 17.71 \text{ pie} = 111 \text{ pie}$$

Por relación de figura:

$$\frac{A_l}{A_s} = \frac{C}{78.5 \text{ pulg.}}$$

reemplazando valores:

$$A_s = \frac{990 \text{ pie}^2 \times 78.5 \text{ pulg} \times \text{pie}}{111 \text{ pie} \times 12 \text{ pulg}}$$

$$A_s = 58.2 \text{ pie}^2$$

El momento flector máximo que soporta la viga estará dado por la ecuación:

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} \cos \psi \quad (9) \quad (3-35)$$

Se ha multiplicado por  $\cos \psi$  en vista de que se considera la carga normal al plano de la viga.

$w =$  carga por unidad de longitud

$l =$  largo de la viga

Para el cálculo de  $w$  se considerará que las cargas soportadas por una viga serán aquellas que corresponden a una área del sector del cono formado por la viga tratada y su adyacente, o sea:

$$w = \frac{q \cdot A_s}{g} \quad (3-36)$$

Reemplazando valores tenemos:

$$w = \frac{(20 + 7.65) \cdot \text{lb/pie}^2 \times 58.2 \text{ pie}^2}{17.8 \text{ pie}}$$

$$w = 90.40 \text{ lb/pie}$$

De figura 3-8 decimos:

$$\psi = \text{arc tg } \frac{3/4}{12} : \text{arc tg } 0.0625$$

$$\psi = 3^\circ 40'$$

$$\cos \psi = 0.99795$$

Reemplazando valores en la fórmula (3-35):

$$M_{\max} = \frac{90.40 \text{ lb/pie} \times 17.8^2 \text{ pie}^2 \times 0.99765}{8} = 3560 \text{ lb} \times \text{pie}$$

$$M_{\max} = 42650 \text{ lb} \times \text{pulg.}$$

El módulo de la sección del perfil a escogerse será:

$$Z = \frac{M}{f} \quad (9) \quad (3-37)$$

$$Z = \frac{42650 \text{ lb} \times \text{pulg}}{18000 \text{ lb/pulg}^2} = 2.37 \text{ pulg}^3$$

Aproximaremos este módulo a 3 que corresponde a un canal especificado como C 8 5 x 1 3/4 (9) cuyo peso es 6.70 lb/ pie.

A continuación se procederá a comprobar si el módulo varía notablemente con el aumento del propio peso de la viga a los cargas totales  $q$ .

$$\text{Peso de la viga} = 6.70 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

Aumentando esta cantidad al valor de  $w$  encontrado anteriormente:

$$w = 90.40 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} + 6.70 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} = 97.10 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

$$w = 97.10 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times \frac{\text{pie}}{12 \text{ pulg}} = 8.09 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}}$$

De fórmula (3-35).

$$M_{\max} = \frac{8.09 \text{ lb/pulg} \times (17.8 \text{ pie} \times 12 \text{ pulg/pie})^2 \times 0.99795}{8} = 46056.539$$

$$M_{\max} = 46056.539 \text{ lb} \times \text{pulg}$$

Reemplazando en (3-37)

$$Z = \frac{46056.539 \text{ lb} \times \text{pulg}}{18000 \text{ lb/pulg}^2} = 2.56 \text{ pulg}^3$$

Lo cual comprueba que está bien escogida, por cuanto es un valor aproximado a 3.0 que es el verdadero valor del módulo de la viga seleccionada.

### 3.3.7. CALCULO Y SELECCION DE LAS DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Inicialmente se procede a calcular la carga total sobre el techo ( $w$ ) que serían las cargas muertas ( $w_m$ ) + las cargas vivas ( $w_v$ ).

$w_m$  = peso de las planchas + peso de vigas

$$7.65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} \times 990 \text{ pie}^2 + 6.70 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \times 17.8 \text{ pie} \times 17 \text{ vigas}$$

$$w_m = 7573 + 2030 = 9603.5 \text{ lb.}$$

$$w_v = 20 \text{ lb/pie}^2 \times 990 \text{ pie}^2 = 19900 \text{ lb}$$

$$w = w_m + w_v$$

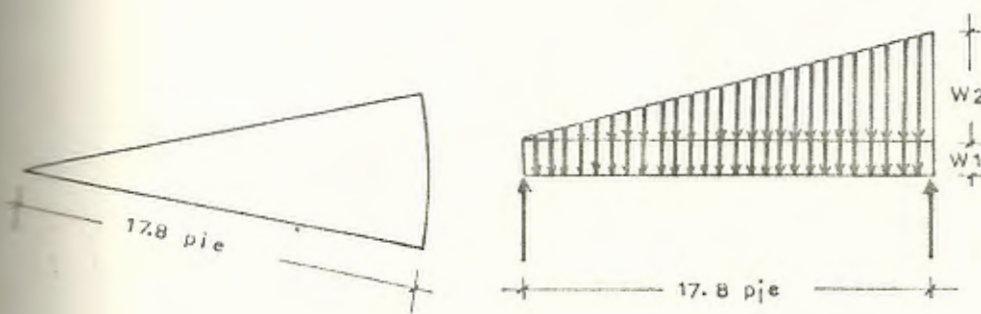
$$w = 9603.5 + 19900 = 29503.5 \text{ lb}$$

$$w = 29503.5 \text{ lb.}$$

El techo trabajaría en una condición entre viga simple mente apoyada y empotrada en sus extremos.

Los extremos de la viga serían una columna central (Rc) que soportaría parte del peso total y la periferia unión con la parte cilíndrica (Rp).

Se procede a calcular las reacciones; para lo cual se divide el techo en 17 partes (17 vigas), en esta forma las cargas se repartirían uniformemente desde el soporte central (columna) hasta la periferia ya que una viga soportaría el peso de un sector cónico (Ver fig. 3-10).



CARGAS SUPERPUESTAS EN EL SECTOR CÓNICO DEL TECHO

FIGURA 3-10

Las cargas que soportaría una viga sería, una carga distribuida causada por el propio peso (rectangular) y otra fuerza distribuida (triangular) causada por las cargas totales de las planchas (sector del cono). Entonces de la fig. 3-11 obtenemos:

$$w_1 = 6.70 \frac{lb}{pie} \cos \quad (\text{ver pág 74})$$

$$w_1 = 6.70 \times 0.99795 = 6.68 \text{ lb/pie}$$

Las cargas totales en el sector del cono sería:

Obtenemos finalmente:

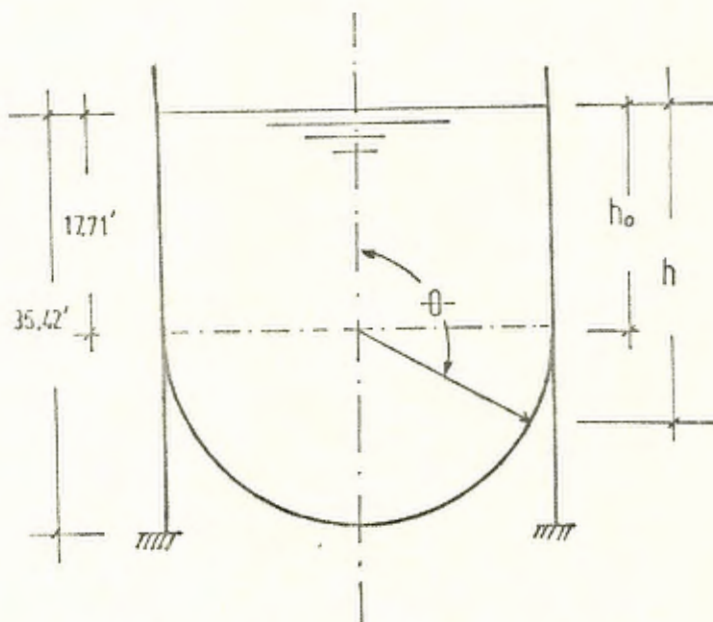
$$N_{\theta} = \gamma r^2 \left( \frac{h_0}{2r} + \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \cdot \frac{\cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right) \quad (3-44)$$

Ahora la fuerza unitaria normal a una línea de curvatura paralela es:

$$N_{\psi} = -N_{\theta} + \gamma r (h_0 - r \cos \theta) \quad (3-45)$$

Reemplazando (3-44) en (3-45) queda:

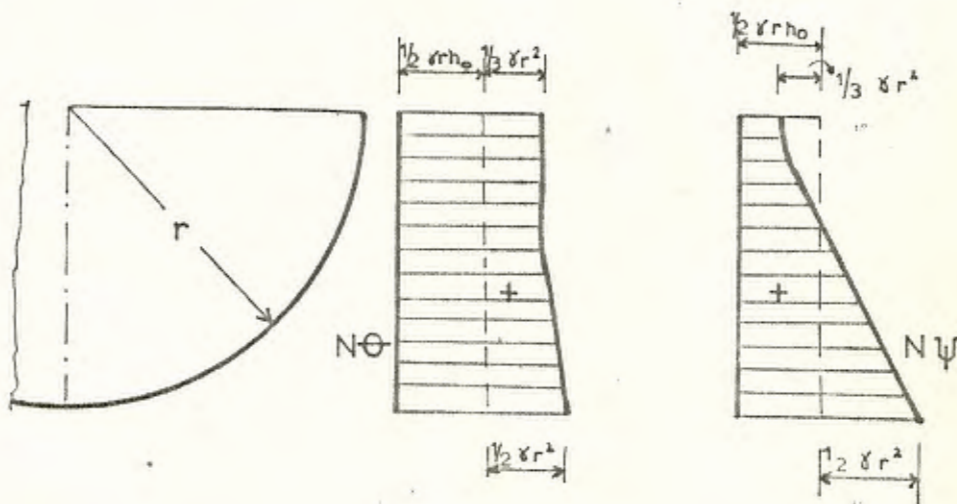
$$N_{\psi} = \gamma r^2 \left( \frac{h_0}{2r} - \frac{1}{3} - \cos \theta - \frac{1}{3} \frac{\cos^2 \theta}{1 - \cos \theta} \right) \quad (3-46)$$



ESQUEMA GENERAL DEL TANQUE ELEVADO

FIGURA 3-14

El resultado de las ecuaciones (3-46) y (3-44) la podemos interpretar en la fig. 3-15.



GRAFICA DE VARIACION DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN EN EL FONDO DEL TANQUE

FIGURA 3-15

Ambas fuerzas normales alcanzan su máximo valor en la parte más baja del tanque y es en aquel punto donde basaremos este diseño que reemplazado sus valores para  $\theta = \pi$  nos queda.

$$N_{\theta} = N_{\psi} = 19571.39 \text{ lb/pie}$$

Para el cálculo del espesor del fondo del tanque vamos a utilizar las fórmulas de esfuerzos normales que despreciando los momentos causados por el cambio de curvatura y por tratarse este de un cálculo aproximado será basado en la teoría de "Membrana"; y es:

$$\theta = \frac{N\theta}{t} ; \quad \psi = \frac{N_4}{t} \quad (16) \quad (3-47)$$

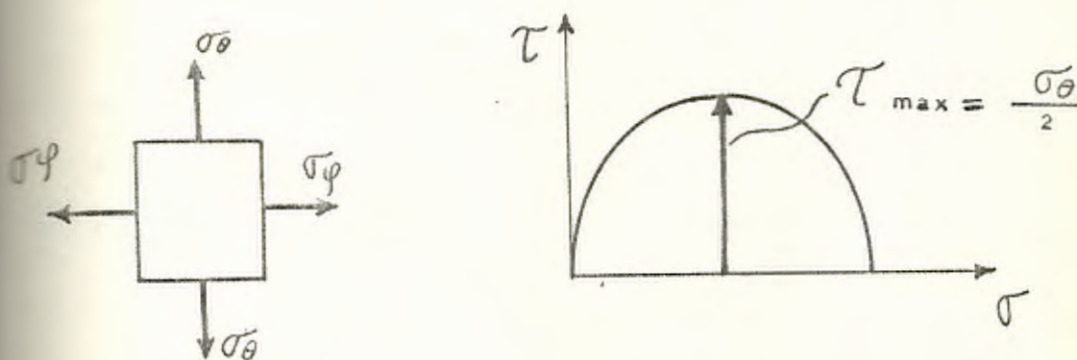
Ahora considerando que el material fallaría cuando alcance el máximo esfuerzo principal nos queda:

$$\max = \theta = \psi = 18\,000 \text{ lb/pulg}^2 \quad (5)$$

$$18\,000 \left( \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} \right) = \frac{19\,571.39}{t} \text{ (lb/pie)}$$

$$t = \frac{19\,571.39 \text{ lb/pie}}{18\,000 \text{ lb/pulg}^2} \times \frac{1}{12 \text{ pulg/pie}} = 0.09''$$

Así también considerando que el material fallaría cuando alcance el máximo esfuerzo cortante, tenemos, utilizando el círculo de Mohr; cuando la fuerza N son de Tracción.



CIRCULO DE MORR DE LOS ESFUERZOS EN UN PLANO CUALQUIERA DEL PISO ESFERICO DEL TANQUE.



Segun la fig. 3-16 (circulo de Mohr)

$$\max \sigma = \frac{\sigma_{\theta}}{2} \quad (3-48)$$

Por lo tanto:

$$18000 \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = \frac{\sigma_{\theta}}{2} = \frac{19571.39}{2t} \text{ lb/pie}$$

$$t = \frac{19571.39}{2 \times 18000 \times 12} \times \left(\frac{\text{lb}}{\text{pie}}\right) \times \left(\frac{\text{pulg}^2}{\text{lb}}\right) \frac{\text{pie}}{\text{pulg}} = 0.045''$$

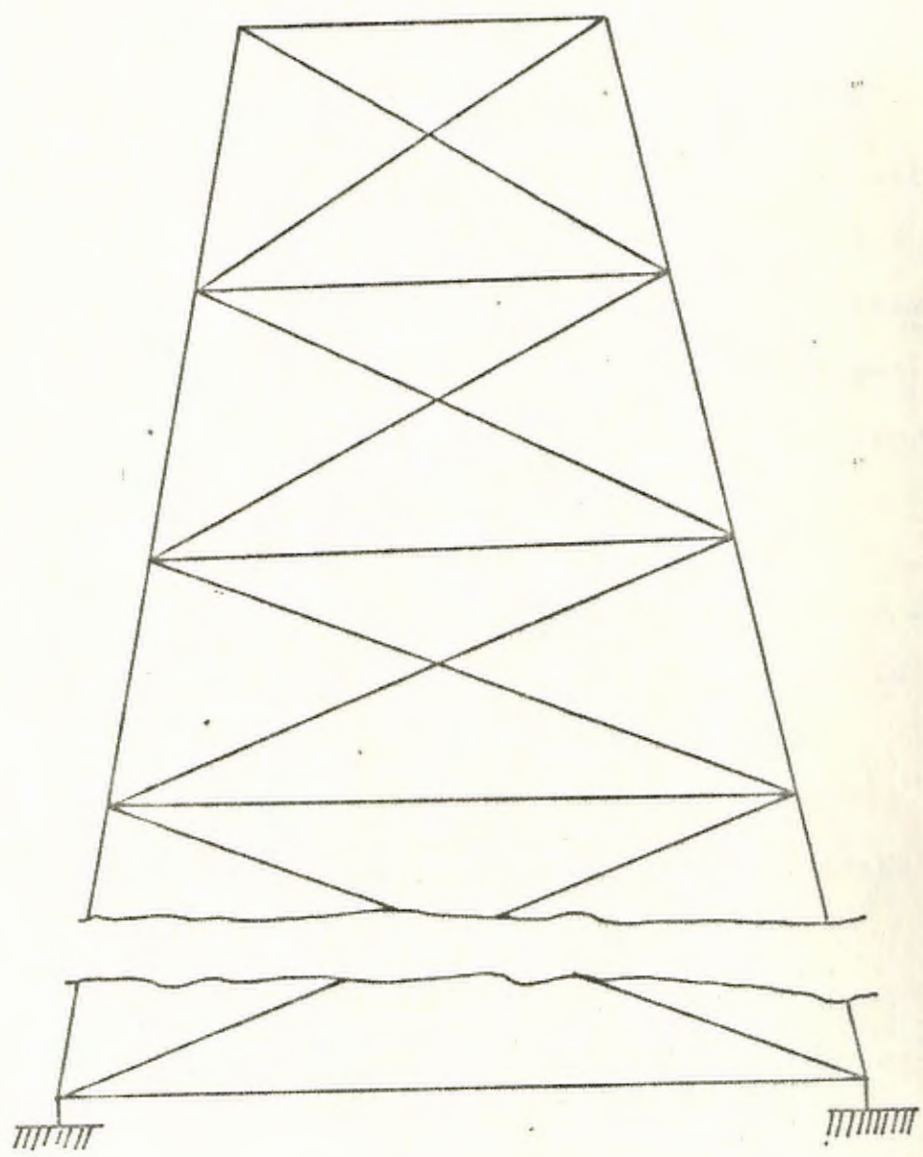
Por lo tanto escogeremos un espesor de 0.09" considerando que el material fallaría cuando alcance el máximo esfuerzo principal.

Si aumentamos  $\frac{1''}{16}$  por posible corrosión del material (ASME CODE 11) obtenemos aproximadamente para el fondo del tanque un espesor de 3/16".

## 9. ESTUDIO DE LA ESTRUCTURA QUE SOPORTA AL TANQUE

En esta parte calcularemos la variación del costo de una torre estructural, el mismo que ha sido efectuado en forma aproximada, para lo cual se han realizado las siguientes consideraciones:

- a. Se ha escogido un diseño con el cual se forma una torre totalmente rígida no deformable de altura  $h$ , abertura superior  $1$  y  $n$  número de paneles (ver figura 3.17).



ESTRUCTURA DE LA TORRE SELECCIONADA

FIGURA 3-17

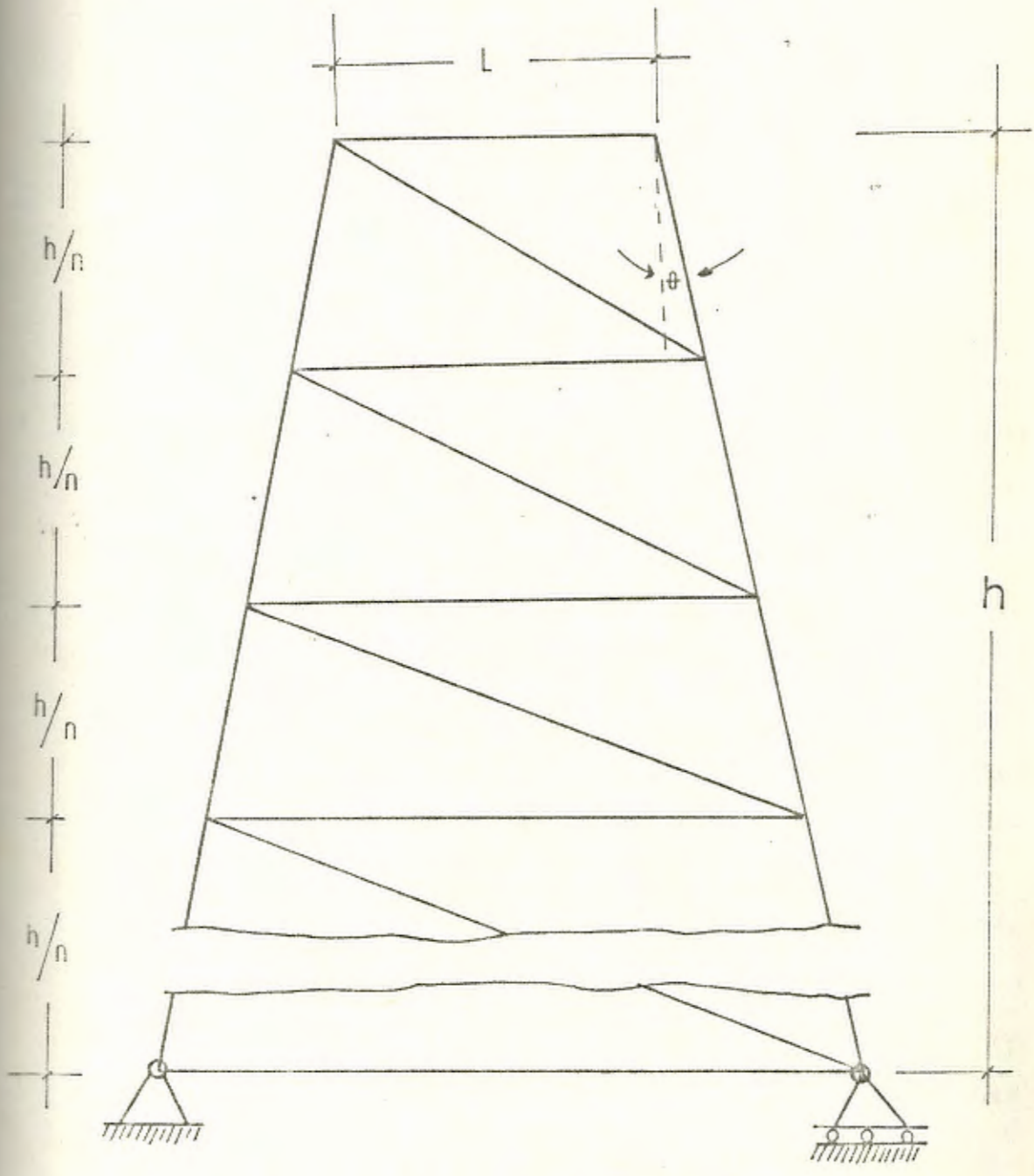
- b. La torre (estructura) originalmente indeterminada (fig. 3-17) se ha transformado en determinada anulando en cada panel un elemento secundario diagonal, así como también cambiando los apoyos empotrados en articulados y de rodillo (Fig. 3-18).
- c. Se ha considerado un solo ángulo de inclinación para todas las torres posibles, que será un valor igual a la relación que guarda la carga a sostener y la fuerza sísmica. Como la fuerza sísmica se considera siempre el 10% de la carga total (13), tomamos entonces un ángulo de inclinación de las patas como  $10^\circ$  ( $\theta = 10^\circ$ ).
- d. Por el carácter aproximado que tiene este estudio se han tomado en cuenta solamente el peso del tanque y la fuerza sísmica.
- e. Todos los paneles en los cuales se divide la torre serán de alturas iguales.

Todas estas consideraciones están representadas en la figura 3-18.

Comprobaremos ahora que la torre de la fig. 3-17 es indeterminada.

$$\text{Si } (b + r) > 2m \text{ (13) la torre es indeterminada} \quad (3-49)$$

En donde:



CAMBIO HECHOS EN LA ESTRUCTURA ORIGINAL PARA TRANSFORMARLA EN DETERMINADA

FIGURA 3-18

$b$  = número de barras de la estructura

$r$  = número de reacciones

$m$  = número de nudos

Reemplazando valores en (3-49) y considerando el número de paneles:

$$(5n + 1 + 6) > 2n + 2 \quad (3-50)$$

Lo cual prueba que es indeterminada.

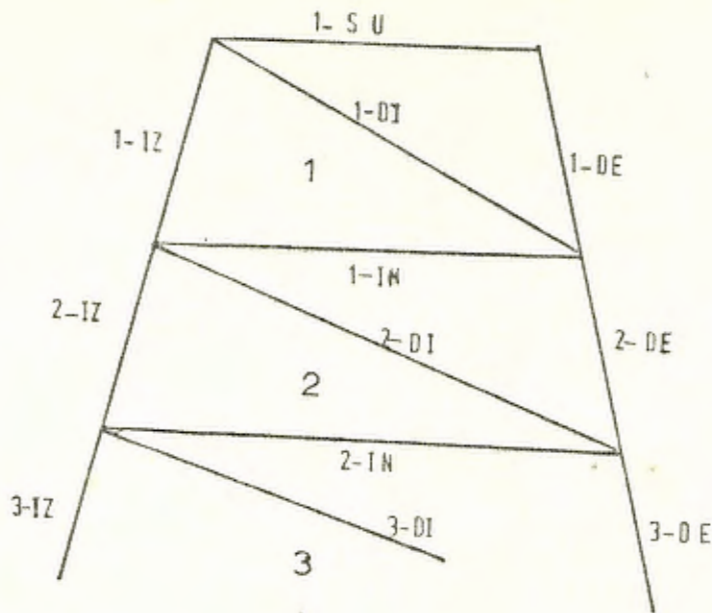
### 3.9.1. DETERMINACION DE LAS LONGITUDES DE LAS BARRAS (MIEMBROS) EN FUNCION DE $h$ (ALTURA), $\theta$ (INCLINACION) y $L$ (ABERTURA SUPERIOR DE LAS PATAS).

Para la determinación de las longitudes de las barras se ha establecido, inicialmente la siguiente notación:

1. Los paneles se los ha designado con números desde arriba hacia abajo.
2. Las barras (miembros) se los ha designado con el número correspondiente al panel en el cual están ubicados; y además se les agrega hacia la derecha del número dos letras la cual nos indicarán la ubicación de la barra del panel respectivo:

Ej: 1- SU significa panel N<sup>o</sup> 1 y barra superior.

La notación de los paneles y barras podrán observarse en la fig. 3-19.



NOTACION DE BARRAS Y PANELES DE LA ESTRUCTURA

FIGURA 3-19

De acuerdo a las figuras (3-18) y (3-19) la longitud de las barras serán:

$$1 - SU = L$$

$$1 - IN = L + 2 \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta$$

$$1 - IZ = 1 - DE = 2 - IZ = 2 - DE = \dots n - IZ = n - DE = \frac{h}{n \cos \theta}$$

$$1 - DI = \sqrt{\frac{h^2}{n^2} \left( L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta \right)^2}$$

$$2 - IN = L + \frac{4h}{n} \operatorname{tg} \theta$$

$$2 - DI = \sqrt{\frac{h^2}{n^2} \left( L + 3 \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta \right)^2}$$

$$\dots = \dots$$

$$\dots = \dots$$

$$(N-1) - 1N = L + 2 (N-1) \frac{h}{n} \cdot \text{tg } \theta$$

$$N - 1N = L + 2 n \frac{h}{n} \text{tg } \theta$$

$$N - 1N = \frac{h^2}{n^2} + L + (2N-1) \frac{h}{n} \text{tg } \theta \quad (3-51)$$

### 3.9.2. CALCULO DEL PLSO DEL TANQUE ELEVADO, CON AGUA.

Peso del Agua contenida en el tanque.

$$\text{Volumen del tanque} = 840 \text{ mt}^3 \text{ (ver pág. )}$$

$$\text{densidad del agua} = 1000 \text{ K/mt}^3 \text{ (2)}$$

$$\text{Peso} = 840 \text{ mt}^3 \times 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{mt}^3} \times \frac{2.205 \text{ lb}}{\text{Kg}} = 1860000 \text{ lb.}$$

Cálculo del peso del material de la parte cilíndrica del tanque.

$$A. \text{ lateral} = 2 \pi r_0 \times r_0 = 2 \pi r_0^2 \quad (3-52)$$

$$= 2 \times 3.1416 \times (17.77 \text{ pie})^2 = 1960 \text{ pie}^2$$

$$\text{Peso de plancha de } 3/16'' \text{ de espesor} = 7.65 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso de la parte cilíndrica} = 1960 \text{ pie}^2 \times 7.65 \text{ lb/pie}^2 = 15000 \text{ lb}$$

Cálculo del peso del material del techo.

$$\text{Area del techo} = 990 \text{ pie}^2$$

$$\text{Peso de la plancha de construcción } (3/16'') = 7.65 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Peso del techo} = 990 \text{ pie}^2 \times 7.65 \text{ lb/pie}^2 = 7565 \text{ lb.}$$

Cálculo del peso de las 17 vigas

Longitud de cada viga = 17.8 pies

Peso de longitud de las vigas = 6.70 lb/pie

Peso de las vigas =  $17 \times 6.70 \text{ lb/pie} \times 17.8 \text{ pie} = 2027.42$

Cálculo del peso de la columna de 4"  $\phi$  (ver pág. )

Longitud de la columna = 36.53 pie

Peso longitudinal columna = 10.79 lb/pie

Peso de la columna =  $36.531 \text{ pie} \times 10.79 \text{ lb/pie} = 394.16$

Cálculo del peso del material del fondo (semi-esfera)

Área lateral de semi-esfera =  $4 \pi r^2 / 2$  (7) (3-53)

=  $2 \times 3.1416 \times 17.71^2 \text{ pie}^2 = 1970.688609 \text{ pie}^2$

Peso por unidad de área, plancha 3/16

= 7.65 (11)

Peso del fondo:  $1970.68 \times 7.65 = 20101.02 \text{ lb.}$

Peso del tanque elevado con agua = 1'905905 lbs.

### 3.3. CALCULO DE LAS FUERZAS EN LAS BARRAS EN FUNCION DE h, L y $\theta$

En vista de que el estudio que se está llevando a cabo es aproximado, se considera que la torre es de 4 patas. Por lo tanto las fuerzas que intervienen en cada nudo superior es:

$$\frac{1905905}{4} = 47476.25 \text{ lb}$$



Como se manifestó anteriormente se tomará en cuenta a más de la fuerza del peso la fuerza causada por acciones sísmicas.preciando en esta forma de las fuerzas provocadas por otras causas como son acciones de viento, térmicas, etc; por cuanto el cálculo es aproximado,

Entonces:

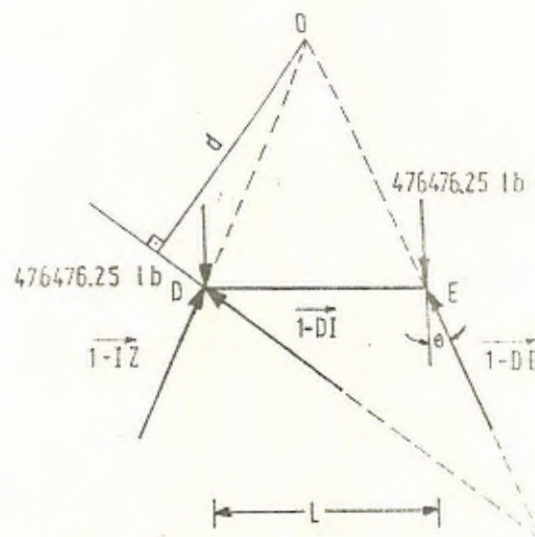
$$\text{fuerza sísmica (FS)} = 10\% \text{ del peso (13)}$$

$$FS = \frac{1905905 \times 10}{100} = 190590.5 \text{ lb}$$

Fuerzas a cauda del peso del tanque

Para el desarrollo de este cálculo se va a utilizar el método de las secciones.

Así:



Cargas de peso en el primer panel

Figura 3-20

De acuerdo a fig. 3-20:

$$+\Sigma M_o = 0 \therefore 476476.25 \times \frac{L}{2} - 476476.25 \times \frac{L}{2} - \overrightarrow{1-DI} (d) = 0 \quad (3-54)$$

$$\overrightarrow{1-DI} = 0 \quad (3-55)$$

$$+\Sigma M = 0 \therefore 476476.25 \times L - 1-LIz \cos \theta L = 0 \quad (3-56)$$

$$1-LIz = \frac{476476.25}{\cos \theta} = 486486.88 \text{ lb} \quad (3-57)$$

Ahora por simetría:

$$\overrightarrow{1-LIz} = \overrightarrow{1-DE} \quad (3-58)$$

Considerando el nudo D: Segundo panel.

$$\Sigma F_x = 0 \therefore$$

$$\overrightarrow{1-LIz} \text{ Sen } \theta - \overrightarrow{1-S} = 0 \quad (3-59)$$

$$\overrightarrow{1-SU} = 476476.25 \text{ tg } \theta \quad (3-60)$$

$$1-SU = 96950.018 \text{ lb}$$

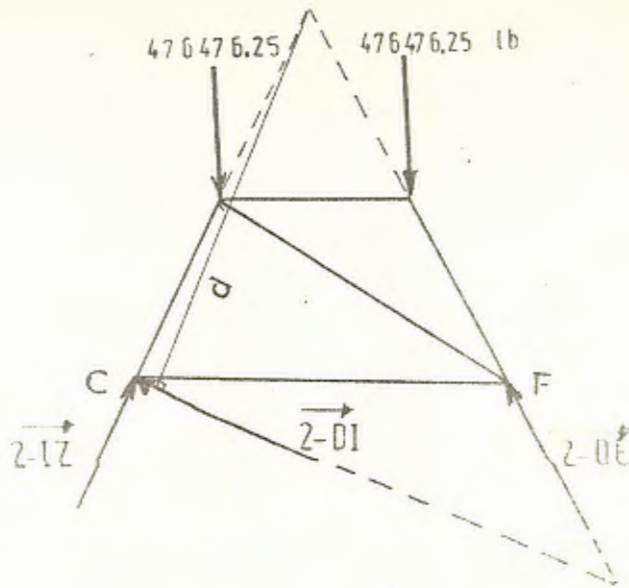
De acuerdo a fig. 3-21

$$+\Sigma M_o = 0 \therefore 476476.25 \times \frac{L}{2} - 476476.25 \times \frac{L}{2} - \overrightarrow{2-DI} (d) = 0 \quad (3-61)$$

$$2-DI = 0 \quad (3-62)$$

$$+\Sigma M_F = 0 \therefore 476476.25 \times L - 2-LIz \cos \theta = 0 \quad (3-63)$$

$$\overrightarrow{2-LIz} = \frac{476476.25}{\cos \theta} = 486486.88 \quad (3-64)$$



SEGUNDO. PANEL: CARGAS DE PESO EN EL SEGUNDO PANEL

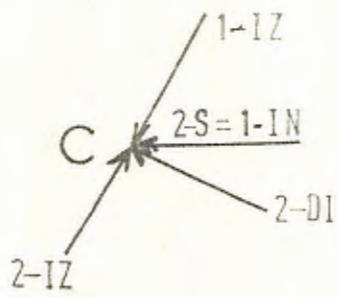
FIGURA 3-21

Comparando 3-64 con la fórmula (3-58) y por simetría se tiene:

$$2-1Z = 1-1Z = 2-DE = 1-DE \quad (3-65)$$

Analizando el nudo C de la figura 3-22 y tomando en cuenta (3-62) y (3-65) decimos:

$$2-S = 1-IN = 0 \quad (3-66)$$



FUERZAS EN EL NUDO C  
FIGURA 3-22

Analizando las fuerzas hasta aquí calculadas en los 2 paneles y generalizando para los  $n$  paneles se concluye:

$$a) \vec{1-IZ} = \vec{1-DI} = \vec{2-IZ} = \vec{2-DE} = \dots = \vec{N-IZ} = \vec{N-DE} = 4.486.88 \quad (3-67)$$

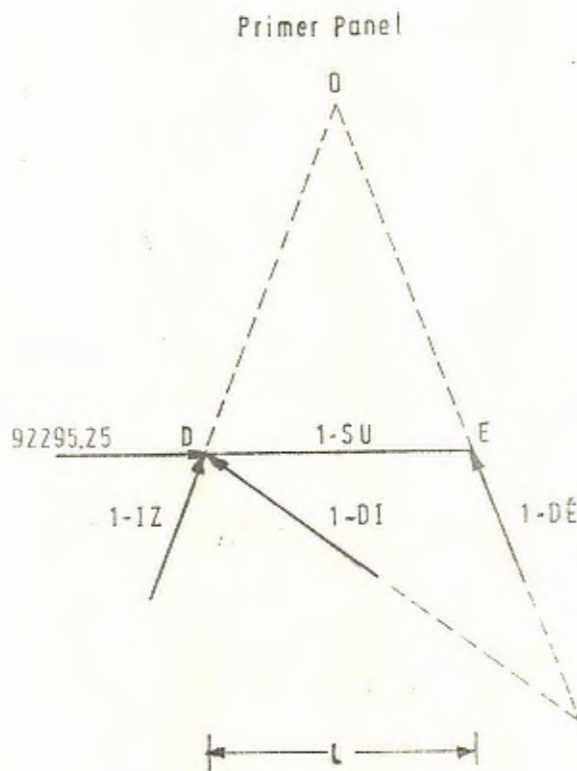
$$b) \vec{1-DI} = \vec{2-DI} = \dots = \vec{N-DI} = 0 \quad (3-68)$$

$$c) \vec{1-S} = \vec{N-IN} = 96950.018 \text{ lb} \quad (3-69)$$

$$d) \vec{1-IN} = \vec{2-IN} = \dots = \vec{N-S} = 0 \quad (3-70)$$

e) todas estas fuerzas son de compresión.

### Fuerzas a Causas de Acciones Sísmicas



Carga sísmica en el primer panel

Figura 3-23

Se considera 92295.25 lb como una fuerza sísmica puntual actuando en el punto D horizontalmente porque la fuerza sísmica total se dividiría para los nudos superiores de una cara.

Entonces de figura 3-2-3.

$$+ M_o = 0 = 92295.25 \frac{L}{2tg} = \overrightarrow{1-DI} \frac{(L + \frac{h}{n} tg) \frac{1}{2} tg}{\frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} tg)^2} = \overrightarrow{1-DI} \frac{h/n (L/2)}{\frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} tg)^2}$$

$$\overrightarrow{1-DI} = \frac{92295.25 \frac{h^2/n^2 + (L + \frac{h}{n} tg)^2}{L + \frac{2}{n} h tg}}{\quad} \quad (3-71)$$

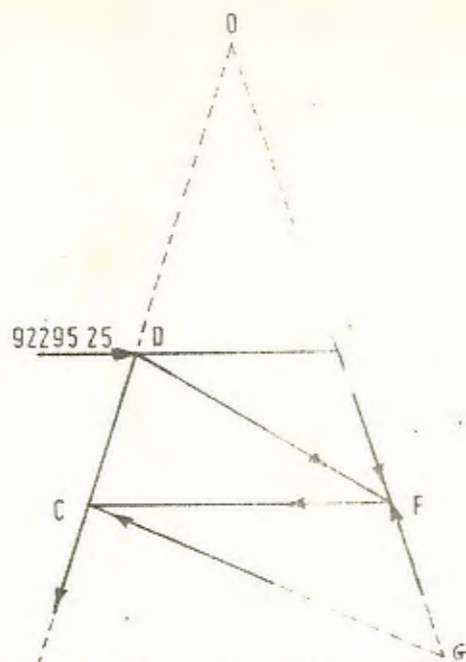
$$+ M_f = 0 = 92295.25 \frac{h}{n} - \overrightarrow{1-IZ} (L + \frac{2}{n} h tg) \cos$$

$$\overrightarrow{1-IZ} = \frac{92295.25 h/n}{(L + \frac{2}{n} h tg) \cos} \quad (3-72)$$

$$+ M_D = 0 \therefore \overrightarrow{1-DE} = 0$$

Analizando nudo E se tiene:

$$\overrightarrow{1-S} = 0 = \overrightarrow{1-DE} \quad (3-73)$$



Fuerza en el segundo panel por carga sismica

Figura 3-24

$$+\sum M_G = 0 = 92295.25 \frac{L/2}{\operatorname{tg} \theta} - 2-DI \frac{(L+h \operatorname{tg} \theta)(h/n+2 \operatorname{tg} \theta)}{\frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{3h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2} - 2-DI \frac{h/n (L+2/n h \operatorname{tg} \theta) L/2}{\frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{3h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2}$$

$$\frac{2-DI}{2-DI} = \frac{92295.25 L/2 \frac{h^2}{n^2} + (L + h \operatorname{tg} \theta)^2}{(L + h \operatorname{tg} \theta) \left( \frac{h}{n} + \frac{L}{2 \operatorname{tg} \theta} \right) + \frac{h}{2n} (2 + \frac{2}{n} h \operatorname{tg} \theta) \operatorname{tg} \theta}$$

$$\frac{2-DI}{2-DI} = \frac{92295.25 \times L \frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2}{(L + \frac{2}{n} h \operatorname{tg} \theta) \left( L + \frac{4}{n} h \operatorname{tg} \theta \right)}$$

$$+\sum M_G = 0 = 92295.25 \times \frac{2}{n} h - 2-DI \left( L + \frac{4}{n} h \operatorname{tg} \theta \right) \cos \theta$$

$$2-DI = \frac{92295.25 \times \frac{2}{n} h}{\left( L + \frac{4}{n} h \operatorname{tg} \theta \right) \cos \theta}$$

$$(\text{Nudo F.}) : \sum \vec{F}_x = 0 = -2-S + \frac{92295.25 \frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2 \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta}{L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta} \times \frac{92295.25 x h / n \operatorname{Sen} \theta}{\frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2} (L + 2 \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta \cos \theta)$$

$$\vec{2-SU} = \frac{92295.25 \times L \frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2 (L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta)}{(L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta) \frac{h^2}{n^2} + (L + \frac{h}{n} \operatorname{tg} \theta)^2} + \frac{92295.25 h / n \operatorname{Sen} \theta}{(L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta) \cos \theta}$$

$$\vec{2-SU} = \frac{92295.25 \times L}{L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta} = \vec{1-IN}$$

$$+ \sum M_O = 0 = 92295.25 \times \frac{L}{n} - \vec{2-DE} (L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta) \cos \theta$$

$$\vec{2-DE} = \frac{92295.25 \frac{L}{n}}{(L + \frac{2h}{n} \operatorname{tg} \theta) \cos \theta} = \vec{1-IZ}$$

Con estos resultados, generalizándolos para los  $N$  paneles y comparándolos con los de la fórmula grupo (3-51) tendremos:

$$\vec{1-DI} = \frac{92295.25 (1-DI)}{1-IN} \text{ compresión}$$

$$\vec{2-DI} = \frac{92295.25 L (2-DI)}{(1-IN) (2-IN)} \text{ compresión}$$

$$\vec{3-DI} = \frac{92295.25 L (3-DI)}{2(IN) (3-IN)} \text{ compresión}$$

. = . . .  
 . = . . .  
 . = . . .

$$\overrightarrow{N-DI} = \frac{92295.25 L (N-DI)}{(n-1)-IN (N-IN)} \quad \text{compresión}$$

$$\overrightarrow{1-11} = 0$$

$$\overrightarrow{1-IN} = \overrightarrow{2-SU} = \frac{92295.25 L}{(1-IN)} \quad \text{tracción}$$

$$\overrightarrow{2-IN} = \overrightarrow{3-SU} = \frac{92295.25 L}{(2-IN)} \quad \text{tracción}$$

$$\begin{aligned} \cdot &= \cdot = \cdot \quad \cdot \\ \cdot &= \cdot = \cdot \quad \cdot \\ \cdot &= \cdot = \cdot \quad \cdot \end{aligned}$$

$$\overrightarrow{(n-1)-IN} = \overrightarrow{M-S} = \frac{92295.25 L}{(n-1)-IN} \quad \text{tracción}$$

$$\overrightarrow{1-12} = \frac{92295.25 h/n}{(1-IN) \cos \theta} \quad \text{tracción}$$

$$\overrightarrow{2-12} = \frac{92295.25 (2 h/n)}{(2-IN) \cos \theta} \quad \text{tracción}$$

$$\begin{aligned} \cdot &= \cdot \quad \cdot \\ \cdot &= \cdot \quad \cdot \\ \cdot &= \cdot \quad \cdot \end{aligned}$$

$$\overrightarrow{(n-1)-12} = \frac{92295.25 (n-1) h/n}{(n-1)-IN \cos \theta} \quad \text{tracción}$$

$$\overrightarrow{n-12} = \frac{92295.25 n h/n}{(n-IN) \cos \theta} \quad \text{tracción}$$

$$\overrightarrow{1-DF} = 0$$

$$\overrightarrow{2-DF} = \overrightarrow{1-12} \quad \text{compresión}$$

$$\begin{aligned} \cdot &= \cdot \quad \cdot \\ \cdot &= \cdot \quad \cdot \end{aligned}$$



$$n-DE = \overrightarrow{(n-1)IZ} \quad \text{compresión} \quad \text{grupo (3-78)}$$

Por observar en las figuras 3.1 y 3-26 los resultados de las fuerzas ocasionadas por el peso y por acciones sísmicas. Por lo tanto sumando las fuerzas producto de la carga propia y de la fuerza sísmica podemos concluir lo siguiente:

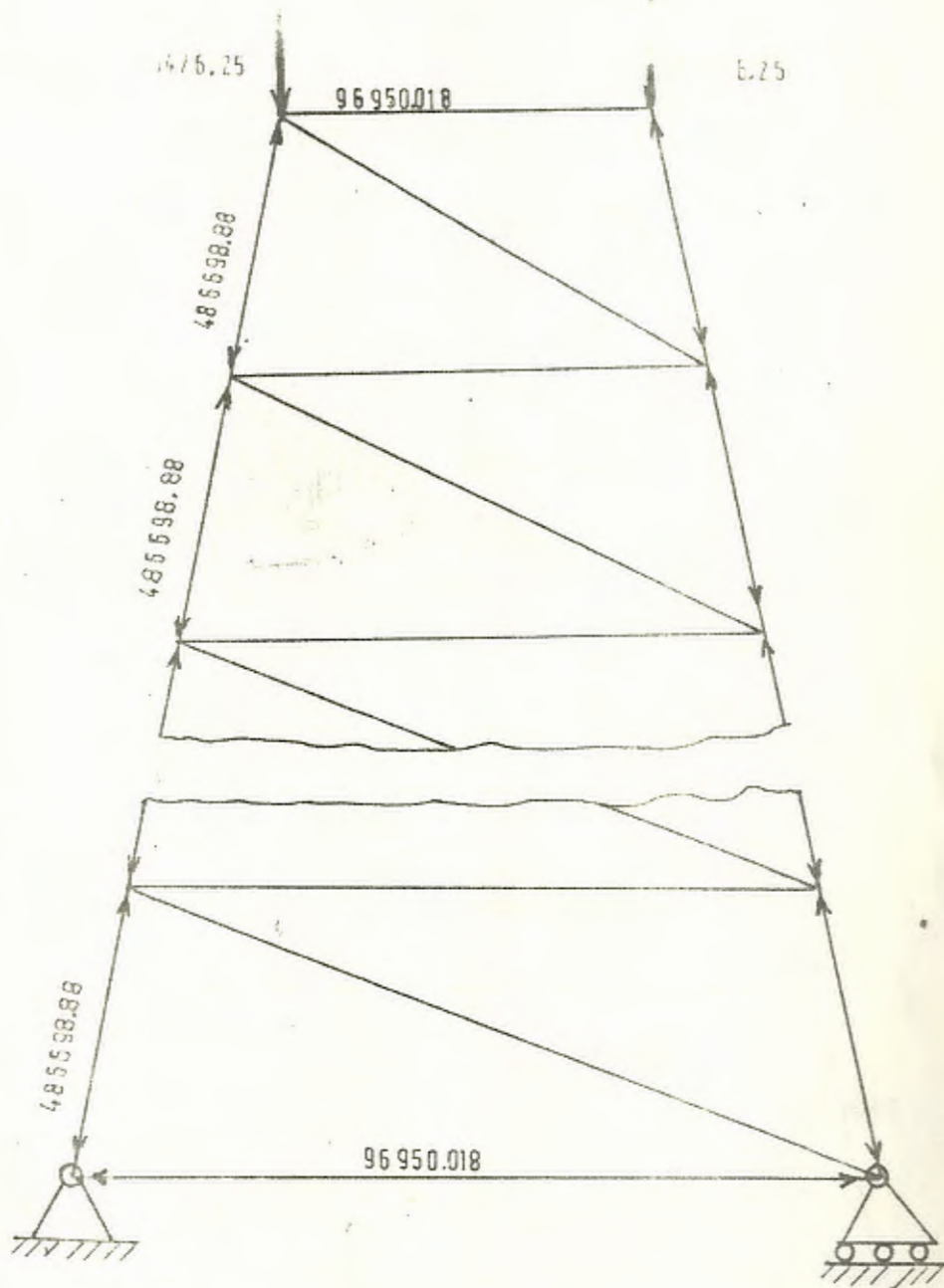
- La mayor magnitud de las fuerzas que se producen en los miembros horizontales están en la barra 1-SU y son de compresión.
- La mayor magnitud de las fuerzas que se producen en los miembros de las patas están en la barra n-DE pues ambas son fuerzas de compresión y por lo tanto se suman.
- Respecto a la fuerza producida en los miembros diagonales no se puede apreciar con cierta notoriedad la diferencia en magnitud.

Sumando las fuerzas a causa de las 2 cargas que se están considerando en los miembros donde se producen la mayor magnitud de fuerzas se tiene que:

$$1. \text{ Miembro horizontal } \overrightarrow{1-SU} = 96950.018 + 0 = 96950.018 \text{ lb.}$$

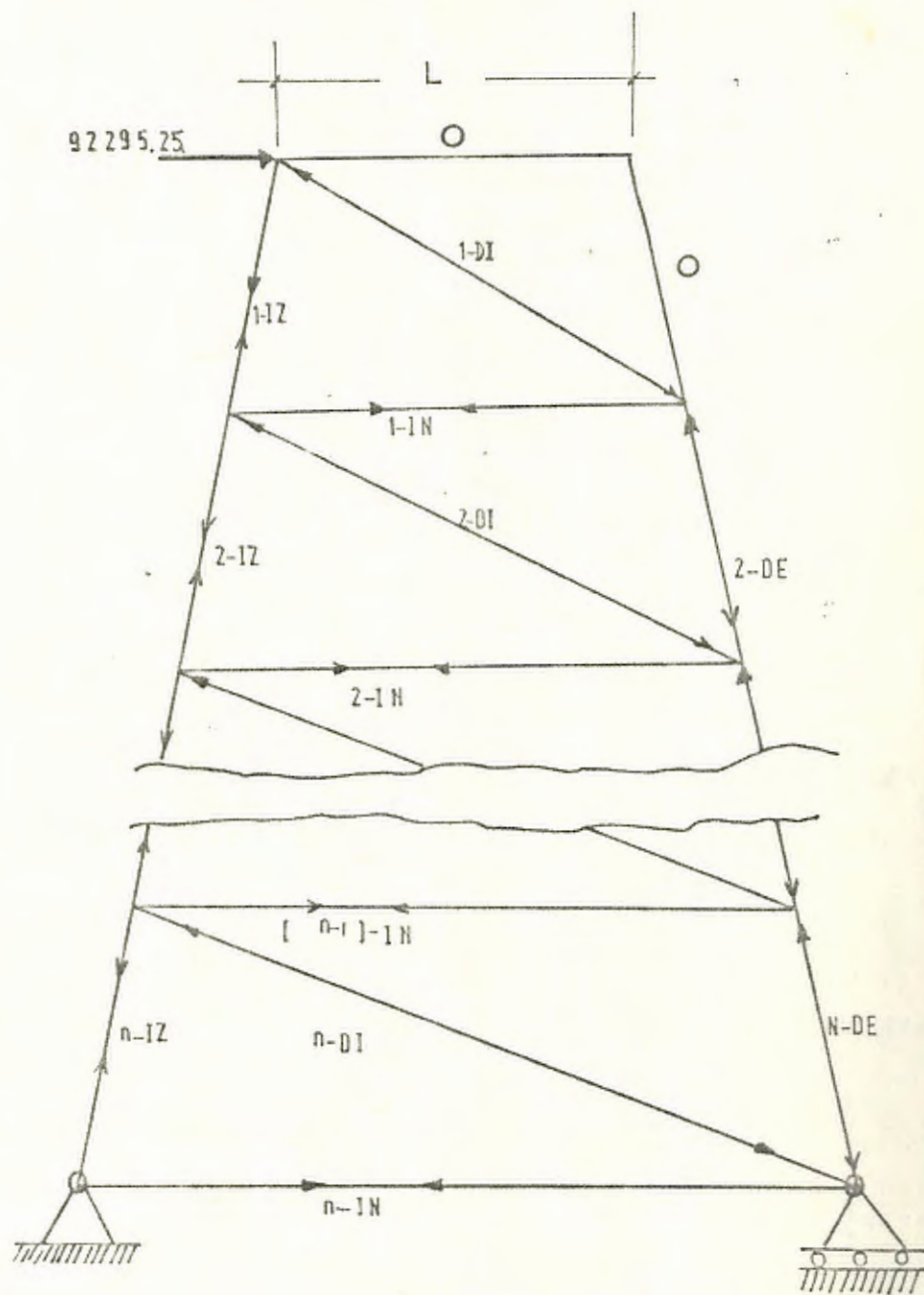
$$2. \text{ Miembro de las patas } \overrightarrow{n-DE} = 486698.88 + \frac{92295.25 (n-1) \frac{h}{n}}{(n-1)IZ \cos \theta}$$

3. Miembros diagonales: se analizan más adelante por la razón anteriormente anotada.



FUERZAS EN LOS MIEMBROS CAUSADAS POR EL PESO

FIGURA 3-25



MIEMBROS DONDE SE PRESENTAN FUERZAS A CAUSA DE CARGA  
SISMICA

FIGURA 3-26

### 3.9.4. SELECCION DEL MATERIAL

Si consideramos que se va a llevar a cabo un estudio económico aproximado, se tratará de diseñar y calcular los miembros estructurales con una misma forma de perfil.

Se ha tratado de que los miembros principales (columnas, diagonales y miembros horizontales) sean de un mismo perfil para la cual las estructuras de mayor altura se dividan en mayor número de paneles.

El cálculo y dimensionamiento de los perfiles se ha llevado a cabo por intermedio de la fórmula de Euler para columnas, por ser la fórmula más conservadora para estos cálculos: se calcularán y se dimensionarán por esta fórmula los miembros que están sometidos tanto a tracción como a compresión, en vista de que el estudio y cálculo es aproximado.

La fórmula de Euler para el cálculo de columnas tiene la forma:

$$P_{cr} = \frac{\mu \pi^2 EI}{L^2} \quad (10) \quad (3-79)$$

dependiendo  $\mu$  de las diferentes condiciones de apoyo que se pueden presentar.

Para el cálculo de los miembros diagonales se tomará

en cuenta solamente la mitad de la fuerza en el miembro. (13).

En vista de que el cálculo es aproximado se escoge la fórmula más conservadora, ya que este caso estaría en condiciones de apoyo que serían las de una condición intermedia a las reales. Por lo tanto la fórmula más conservadora sería aquella en los cuales el uno es apoyo empotrado y el otro es libre:

$$P_{cr} = \frac{2}{4} \frac{EI}{L^2} \quad (10) \quad (3-80)$$

No se ha considerado ningún factor de seguridad por cuanto se ha escogido la fórmula más conservadora. Se ha escogido 3 paneles para la primera torre (15 mts.)

La tabla 3-5 indica la longitud, magnitud de las fuerzas y momentos de inercia I.

Podemos darnos cuenta que en los miembros columnas de la torre todos tienen igual longitud pero las fuerzas a causa de las cargas sísmicas aumentan de acuerdo a la forma descendente en altura como son tratados. Así podemos escribir:

$$\overrightarrow{2-DE} \text{ total} < \overrightarrow{n-DE} \text{ total} \quad (3-81)$$

$$486698.88 + \overrightarrow{(1-12)} \text{ (sísmico)} < 486698.88 + \overrightarrow{(n-1)-12} \text{ (sísmico)} \quad (3-82)$$

$$\frac{92295.25 \text{ k/n}}{(1 - IN) \cos} = \frac{92295.25 (n-1) \text{ h/n}}{(n-1) - IN \cos} \quad (3-83)$$

$$\frac{1}{(1 - IN)} < \frac{n-1}{(n-1) - IN} \quad (3-84)$$

Reemplazando valores:  $n = 3$  paneles en (3-84)

$$\frac{1}{0.22} < \frac{2}{36.00}$$

$$\frac{1}{30.2} < \frac{1}{18} \quad (3-85)$$

En consecuencia el miembro que tendría mayor  $I$  (momento de inercia) sería el miembro 3-DE por lo arriba demostrado y también porque en los miembros de la izquierda las fuerzas sísmicas y del peso se restan.

Se nota también en la tabla 3-5 que para los miembros horizontales el momento de inercia aumenta conforme se desciende en la torre. Pero como en el último miembro (n-IN) las fuerzas se restan, el momento máximo se produce en el penúltimo miembro (n-1)-IN.

Para el dimensionamiento de los perfiles se escoge de la siguiente forma:

- a) Miembros patas  $I = 309.07 \text{ pulg}^4$
- b) Miembros horizontales  $I = 157.95 \text{ pulg}^4$
- c) Miembros diagonales  $I = 109.795 \text{ pulg}^4$

Estos momentos de inercia corresponden a vigas de los siguientes tipos:

- a. Miembros patas se escoge 12 WF 12, 130 lb/pie (11)
- b. Miembros horizontales se escoge 10 WF 10, 89 lb/pie (11)
- c. Miembros diagonales se escoge 10 WF 10, 60 lb/pie (11).

Para el estudio de la torre en otras alturas; se escoge 30 mts. u 45 mts. procurando dividir estas torres en un número de paneles tal que se obtengan para los miembros principales un  $I$  aproximado.

De acuerdo a la tabla 3-5 se sabe que los mayores momentos de inercia  $I$  se producen en el último miembro derecho de las patas n-DE; en el penúltimo miembro horizontal (n-1)-IN u en el último miembro diagonal (6-DI).

Entonces para una torre de 30 mts. que es la próxima estudiada se presentan los momentos de inercia que se ven en la tabla 3-6, después de dividirla en 6 paneles con el fin de obtener un  $I$  aproximado en los miembros principales con los de la torre de 15 mts.

MIEMBRO	LONGITUD PIE	FUERZA lb	$T$ (pulg) <sup>4</sup>
1-S	24.44	96950.018	112.27
1-IN	30.22	74633.59	132.56
1-VI	31.65	$\frac{96662.62}{2}$	94.245
1-IZ	16.66	50860.09	
1-DE	16.66		
2-IN	36.00	62658.218	157.95
2-VI	36.95	76648.00/2	101.58
2-IZ	16.66		
2-DE	16.66		
3-IN	41.79		
3-VI	42.21	63503.00/2	109.795
3-IZ	16.66		
3-DE	16.66	572025.55	309.07

MOMENTOS DE INERCIA, FUERZA Y LONGITUD DE CUERTOS  
MIEMBROS PARA UNA TORRE DE 15 m<sup>t</sup> DE ALTO y 3 PANELES

T A B L A 3-5



MIEMBRO	LONGITUD pie	FUERZA lb	I (pulg) <sup>2</sup>
5-IN	53.35	42281.085	233.94
6-DI	58.59	41887.327	139.99
6-DE	16.66	657263	355.22

DE LOS MIEMBROS PRINCIPALES PARA UNA TORRE DE  
30 mts. y 6 PANELES

T A B L A 3-6

La próxima torre estudiada será una de 45 mts. y 9 paneles de división; llegándose al resultado de la tabla 3-7.

MIEMBRO	LONGITUD Pie	FUERZA lb	I (pulg) <sup>4</sup>
8-IN	70.70	31905.173	310.07
9-DI	75.40	31950.51/2	174.03 34 8:06
9-DE	16.66	792651.7	401.05

MOMENTOS DE INERCIA Y FUERZA PARA UNA TORRE, DE 45 mts.  
Y 9 PANELES

T A B L A 3-7

Con estos resultados se escogerán primeramente perfiles para torre de 30 mts.

- a) Miembro patas: 12 WF 12, 133 lb/pie (11)
- b) Miembros horizontales 10WF 10, 112 lb/pie (11)

c) Miembros diagonales: 10 WF 10, 72 lb/pie (11)

Para torre de 45 mts. se escogerán los perfiles siguientes:

a. Miembros patas: 12 WF 12, 161 lb/pie (11)

b. Miembros horizontales: 12 WF 12, 120 lb/pie (11)

c. Miembros diagonales: 10 WF 10, 89 lb/pie (11)

Los pesos totales para las torres de 15 mt, 30 mt. y 45 mt han sido tabulados en las tablas 3-8, 3-9 y 3-10 respectivamente.

Para el cálculo del costo de material de cada una de las torres estudiadas tomaremos así mismo un valor aproximado por libra de hierro rolado que es de S/. 10.

Por lo tanto podemos decir:

a) Costo del material de la torre de 15 mt.

$$139845.00 \text{ lb} \times \text{S}/. 10/\text{lb} = \text{S}/. 139.8450.00$$

b) Costo del material de la torre de 30 mt.

$$392701.92 \text{ lb} \times \text{S}/. 10/\text{lb} = \text{S}/. 1927019.20$$

c) Costo del material de la torre de 45 mt.

$$775932.46 \text{ lb} \times \text{S}/. 10/\text{lb} = \text{S}/. 7759324.60$$

### 10. GRÁFICA DE LA VARIACION DEL COSTO DEL TANQUE ELEVADO CON LA ALTURA

Para poder graficar el costo del tanque y la torre necesitamos conocer el precio de las planchas de hierro el mismo que es de S/. 8 por lb; precio que sumado al del hierro rolado de S/. 10 por lb para la torre y aumentando en un 25% este valor total como gasto de mano de obra obtenemos el precio total.

#### COSTO DEL TANQUE

Peso del material de la parte cilíndrica = 15000 lb.

Costo = S/. 8 por lb x 15000 lb ..... S/. 120 000.00

Peso del material del techo 7565 lb

Costo = S/. 8 por lb x 7565 lb ..... S/. 61 530.00

TRAMO	LONGITUD pie	PERFIL	PESO lb/pie.	NUMERO DE MIEMBRO	PESO TOTAL
1 - SU	24,44	10 WF 10	89	4	8.700.64
1 - IN	30,22	10 WF 10	89	1	10.758.32
1 - DI	31,65	10 WF 10	60	8	15.192.00
1 - IZ	16,66	12 WF 12	120	4	7.996,80
1 - DE	16,66	12 WF 12	120	4	7.996,80
2 - IN	36,00	10 WF 10	89	4	12.16.00
2 - DI	36,95	10 WF 10	60	8	17.736.00
2 - IZ	16,66	12 WF 12	120	4	7.996.80
2 - DE	16,66	12 WF 12	120	4	7.996.80
3 - IN	41,79	10 WF 10	89	4	14.877.24
3 - DI	42,21	10 WF 10	60	8	19.780.80
3 - IZ	16,66	12 WF 12	120	4	7.996.80
3 - DE	16,66	12 WF 12	120	4	7.996.80

Peso total de la torre: 139.845.00 lb

PESO DE LOS MIEMBROS PARA UNA TORRE DE 15 mt. DE ALTO

TIPO	LONGITUD	PERFIL	PESO 16/pie	NUMERO DE MIEMBROS	PESO TOTAL
1 - S	24.44	10 WF 10	112	4	10949.12
1 - IN	27.72	10 WF 10	112	4	13538.56
1 - DI	11.65	10 WF 10	72	4	18230.40
1 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
1 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
2 - IN	36.00	10 WF 10	112	4	16128.00
2 - DI	36.95	10 WF 10	72	8	21283.20
2 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
2 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8862.12
3 - IN	41.79	10 WF 10	112	4	18721.92
3 - DI	42.21	10 WF 10	72	8	24312.96
3 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
3 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
4 - IN	47.57	10 WF 10	112	4	21168.80
4 - DI	47.59	10 WF 10	72	8	27216.00
4 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
4 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
5 - IN	53.55	10 WF 10	112	4	23990.4
5 - DI	53.06	10 WF 10	72	8	30562.56
5 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
5 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
6 - IN	59.14	10 WF 10	112	4	26494.72
6 - DI	58.59	10 WF 10	72	8	23747.84
6 - IZ	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
6 - DE	16.66	12 WF 12	133	4	8863.12
<i>Peso total de la torre</i>					392701.92

PESO DE LOS MIEMBROS DE UNA TORRE DE 30 mt.

DE ALTO

T A B L A 3-9

TRAMO	LONGITUD	PERFIL	PESO 16/pie	NUMERO DE MIEMBROS	PESO TOTAL
1 - S	27.14	12 WF 12	120	4	11731.2
1 - IN	30.22	12 WF 12	120	4	14505.6
1 - DI	31.65	10 WF 10	89	8	22534.8
1 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
1 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
2 - IN	36.00	12 WF 12	120	4	17280.00
2 - DI	36.95	10 WF 10	89	8	26308.4
2 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
2 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
3 - IN	41.79	12 WF 12	120	4	20059.02
3 - DI	42.21	10 WF 10	89	8	29341.52
3 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
3 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
4 - IN	47.57	12 WF 12	120	4	22833.60
4 - DI	47.59	10 WF 10	89	8	33884.08
4 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
4 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
5 - IN	53.35	12 WF 12	120	4	25608.00
5 - DI	53.06	10 WF 10	89	8	37778.72
5 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
5 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
6 - IN	59.14	12 WF 12	120	4	28387.20
6 - DI	58.59	10 WF 10	89	8	41716.08
6 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
6 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
7 - IN	64.29	12 WF 12	120	4	31161.60
7 - DI	64.14	10 WF 10	89	8	45667.68
7 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
7 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
8 - IN	70.70	12 WF 12	120	4	33936.00
8 - DI	69.77	10 WF 10	89	8	49676.24
8 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
8 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04

Continúa en la siguiente página.

TRAMO	LONGITUD	PERFIL	PESO	NUMERO DE	PESO
		Pie	16/pie	MIEMBROS	TOTAL
9 - IN	16.66	12 WF 12	120	4	36715.20
9 - DI	15.10	10 WF 10	89	8	53684.8
9 - IZ	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04
9 - DE	16.66	12 WF 12	161	4	10729.04

Peso total de la torre. 775932.46

PESO DE LOS MIEMBROS DE UNA TORRE DE 45 MT.

DE ALTO

T A B L A 3-10

Peso de las 17 vigas del techo 2027.42 lb.

Costo = S/. 10 x 2027.42 lb..... S/. 20274.20

Peso columna de 4" 394.169 lb.

Costo = S/. 10 x 394.169 lb..... S/. 3941 69

Peso del material del fondo: 20101.0238 lb.

Costo = S/. 8 lb x 20101.02 lb. S/160 808.184

COSTO DEL MATERIAL DEL TANQUE 366.554.07

Costo de mano de obra (25% costo mat) 91.638.57

COSTO DEL TANQUE S/. 458 192.64

Este valor se incluiría en el costo para las 3 torres estudiadas. En esta forma los costos serán:

#### COSTO DE LA TORRE DE 15 mts.

Costo material S/. 1398450.00

Costo mano de obra torre (15%) S/. 349612.50

Costo tanque elevado S/. 458192.64

COSTO TOTAL DE LA TORRE DE 15 mt. Y TANQUE. S/. 2206255.14

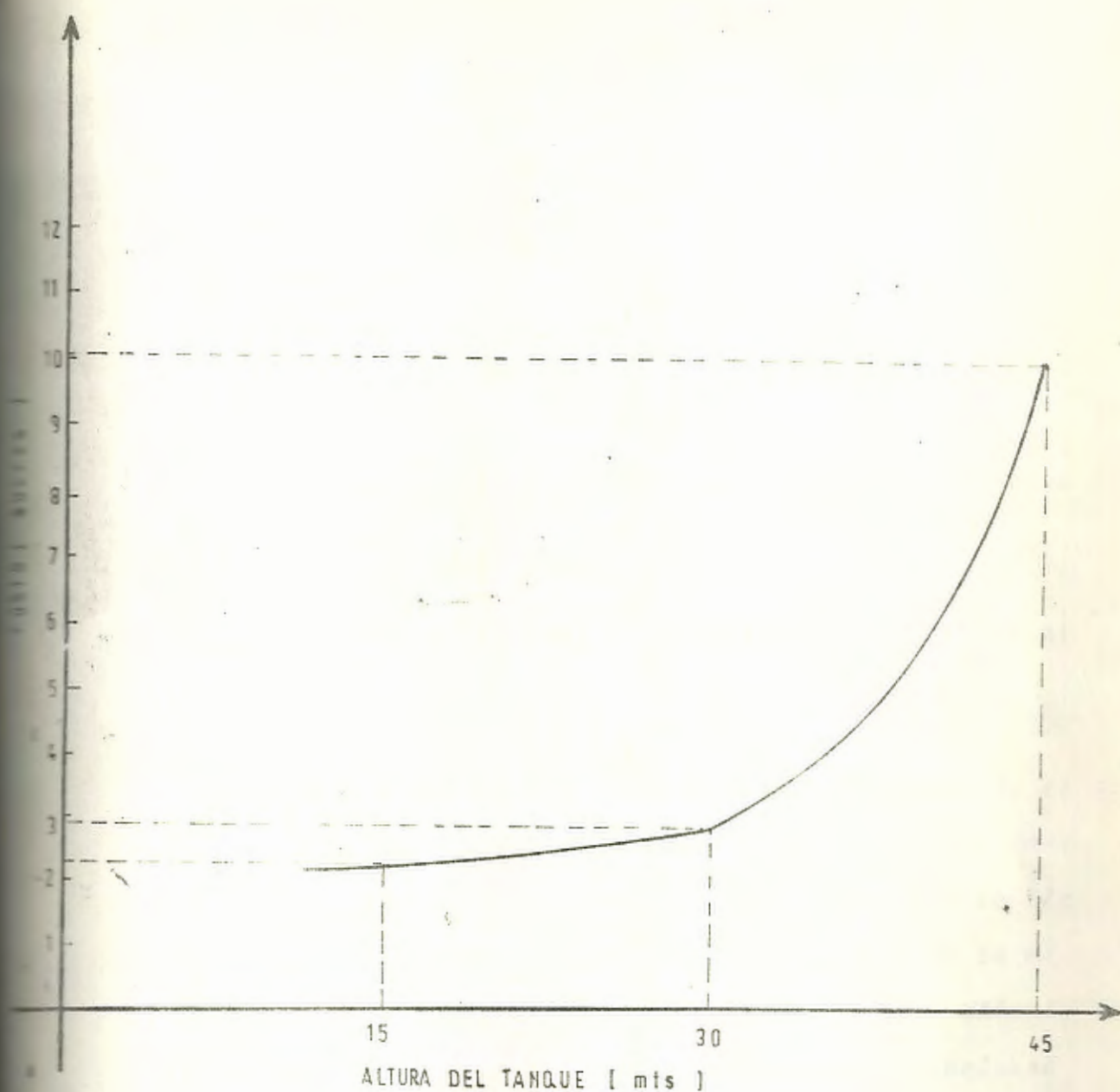
#### COSTO DE LA TORRE DE 30 mts.

Costo material S/. 1927019.20

Costo mano de obra torre (25%) S/. 481754.80

Costo tanque elevado S/. 458192.64

COSTO TOTAL DE TORRE DE 30 MT. Y TANQUE S/. 2866966.64



VARIACION DEL COSTO DEL TANQUE ELEVADO  
Y TORRE CON LA ALTURA

FIGURA 3-27



## COSTO DE LA TORRE DE 45 MTS.

Costo material	S/. 7759324.60
Costo mano de obra torre (25%)	S/. 1939831.15
Costo tanque elevado	S/. <u>458192.64</u>
COSTO TOTAL DE TORRE DE 45 MTS. Y TANQUE.	S/. 20157348.39

La variación de los precios con la altura se observa en la Figura 3-27.

## CALCULO Y DISEÑO DE LA TORRE DE 30 METROS QUE SOSTIENE AL TANQUE ELEVADO.

El cálculo y diseño que a continuación se tratará, es una consecuencia de la optimización de la altura del tanque que se realizará en el capítulo IV; en el cual se llegará a la conclusión de que la altura óptima es de 30 mt. Sin embargo, por realizarse en este capítulo el cálculo y diseño de los depósitos de almacenamiento; se incluirá también aquí el cálculo y diseño de la torre de 30 mt. con el objeto de no perder continuidad.

Aunque la forma arquitectónica en la construcción de la torre puede ser basada en cualquier criterio; vamos a escoger una torre de 4 paneles por ser la más comunmente usada como puede apreciarse en la figura 3-17.

El método de cálculo es el mismo que se utilizó en la

sección anterior, donde se hizo un estudio de la variación del costo de la torre con la torre. *altitud*

Este cálculo y diseño se basará en los resultados que se encuentran en el plano N° 2 (método gráfico de Maxwell) los mismos que son comprobados por medio de un programa - Stress cuyos resultados se encuentran en el apéndice A-1.

Las cargas externas serán aquellas consideradas y calculadas así mismo en la sección 3.3.9.2. las cuales serán repetidas a continuación.

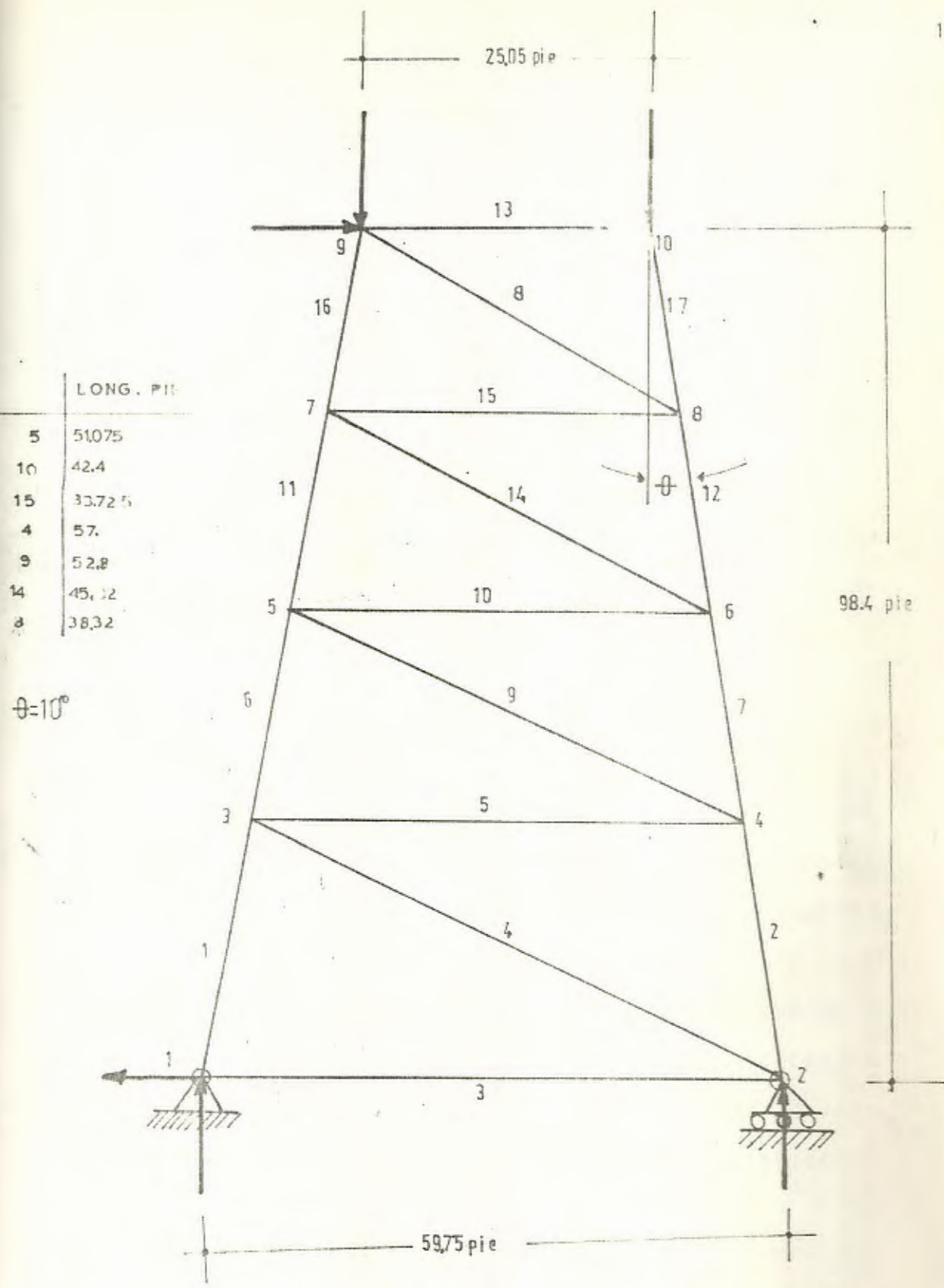
Peso del material del tanque .....	45905 lb.
Peso del volumen del agua .....	<u>1860000</u> lb.
Peso del tanque con agua	1905905 lb.
Carga sísmica .....	92295.25 lb.

En la figura 3-28 se encuentran las cargas descritas arriba. Así también se muestra la estructura estáticamente determinada, que es la condición bajo la cual se puede resolver el problema por el método de Maxwell.

Las reacciones en los soportes calculados algebraicamente se aprecian en el plano N° 2.

La comprobación de estos resultados efectuados por un programa stress se aprecian en el apéndice A-1.

Los resultados del cálculo de la estructura por el mé



CARGAS Y REACCIONES QUE INTERVIENEN EN LA TORRE ESTATICAMENTE DETERMINADA NUMERACION DE NUDOS Y BARRAS PARA PROGRAMA STRESS

FIGURA 3-28

todo gráfico de Maxwell están indicados en el plano N° 2.

La selección del material se basa también sobre los resultados que se hallaron por el método gráfico de Maxwell (fuerzas axiales que soporta cada miembro) y sobre las longitudes de estos.

Entonces podremos decir lo siguiente:

- a) En las columnas la mayor fuerza axial que se produce es en el miembro del panel más bajo (miembro 2 figura 3-28) y es de compresión cuyo valor es igual a

$$\text{Fuerza miembro 2} = 620.000 \text{ lb.}$$

El Instituto Americano de la construcción del acero (AISC) en su manual (11) ha tabulado las fuerzas permisibles para distintos perfiles estructurales de acuerdo a la longitud efectiva entre sus soportes. En este manual se especifica que para los miembros principales (columna) a compresión, la máxima razón de esbeltez que se usa es 200. Estas cargas son computadas de acuerdo a la fórmula que sigue cuando la razón de esbeltez es menor que  $C_c$ .

$$F_a = \frac{1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}}{F.S} F_y \quad (11) \quad (3-86)$$

donde:

$K$  = factor de condición de apoyo

$r$  = radio de giro del miembro

$F_a$  = fuerza axial permisible

$f_u$  = esfuerzo en el punto de fluencia del material  
 = 36.000 lb/pulg<sup>2</sup> (11)

F.S. = Factor de seguridad =

$$\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3} \quad (11) \quad (3-87)$$

$$C_c = \frac{2 \pi E}{F_y} \quad (3-88)$$

El manual también usa la fórmula que sigue cuando  $KL/r$  excede a  $C_c$ .

$$F_a = \frac{119.000.000}{(KL/r)^2} \quad (11) \quad (3-89)$$

Así mismo cuando  $KL/r$  excede 120 se utiliza la fórmula:

$$F_{as} = \frac{F_a \text{ calculada por las fórmulas (3-86) y (3-89)}}{1.6 - \frac{1}{200 r}} \quad (11) \quad (3-90)$$

El factor que usaremos será  $K = 0.7$  en vista de las condiciones de apoyo que se aprecia en la figura 3-29 las cuales son las más cercanas a las condiciones reales de nuestro caso.

Considerando todo esto tenemos ahora que:

$$\text{longitud efectiva } (KL) = 0.7 \times \frac{98.4}{4 \cos 10^\circ} = 17 \text{ pies}$$

Usando el manual del AISC (11) escogemos el perfil 14 WF 16, 149 lb/pie que permite una carga de 804000 lb en una longitud de 17 pies referido a su mayor radio de giro.

Probando la carga permisible referida a su menor radio de giro, utilizaremos del mismo manual.

$$r_x/r_y = 1.6$$

Entonces:

$$17 \times r_x/r_y = 17 \times 1.6 = 27.2 = 28$$

Para esta longitud la carga permisible es 656000 lb la cual es un poco mayor que los 620000 lb de carga real que soportará este miembro. Por lo tanto el perfil escogido para la columna es satisfactorio.

b) En los miembros diagonales se producen cargas que van disminuyendo de arriba a abajo, en cambio la longitud de ellos aumenta; y de acuerdo a los análisis hechos en la sección 3.3.9.4. el mayor momento de inercia resulta en el miembro (4) como se aprecia en el plano N° 2.

Tomando en cuenta las mismas consideraciones hechas en la sección 3.3.9.4. tomaremos la mitad de la longitud de los resultados y reemplazándolos en la fórmula (3-80) queda:

$$T = \frac{4 Pcr L^2}{EI} \quad (3-80)$$

$P_{cr} = 46000 \text{ lb}$  (Diagrama de Maxwell)

$l = 57 \times 12 \text{ pulg}$  (figura 3-29)

Entonces:

$$I = 4 \times \frac{46000 \times (57 \times 12)^2}{2 \times 27 \times 10^6 \times \pi}$$

$$I = 506 \text{ pulg}^4$$

De acuerdo al manual de Construcciones de Acero (AISC) para este Momento de Inercia corresponde un perfil 12 WF 12, 190  $\frac{\text{lb}}{\text{pie}}$  (11)

c) En los miembros horizontales que sirven de arriestramiento a la torre los cuales son sometidos a tracción; la mayor fuerza se produce en el miembro de unión de los 2 soportes o sea en el miembro 3.

Como los miembros: inferior del panel 4 y superior del panel 1 no van a utilizarse realmente, tomaremos en cuenta solamente los miembros de la parte media o sea los miembros 5, 10, 15 de la figura 3-29.

La mayor carga resulta entonces en el miembro 15 y es según plano 2, igual a:

$$68500 \text{ lb.}$$

Intentamos seleccionar un perfil que tenga como área:

$$A = \frac{68500 \text{ lb}}{\sigma} \quad (12) \quad (3-91)$$

donde:

$$\frac{18000}{\frac{48500}{18000}} = 3.8$$

Escogeremos un perfil generalmente usado con esta área y es:

$$\left[ 9 \times 2 \frac{1}{2}, 13.4 \text{ lb/pie} \right] \quad (9)$$

De acuerdo a las especificaciones de AISC: en los miembros sometidos a tensión la relación de esbeltez,  $Kl/r$ , no debe exceder de 300 (11).

Entonces comprobamos la relación de esbeltez para el miembro arriba descrito.

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.7 \times 51.075 \text{ pie} \times 12 \frac{\text{pulg}}{\text{pie}}}{0.67 \text{ pulg.}}$$

$$\frac{Kl}{r} = 640.3432$$

Por lo tanto este perfil no es satisfactorio por cuanto su razón de esbeltez es alta y habría mucho pandeo, por tal razón tomaremos como base para la selección de este miembro la razón de esbeltez 300.

$$300 = \frac{Kl}{r}$$



Entonces:

$$\frac{Kl}{300} = \frac{0.7 \times 51.075 \text{ pie}}{300} \times \frac{\text{pulg}}{\text{pie}}$$

$$r = 1.46 \text{ pulg.}$$

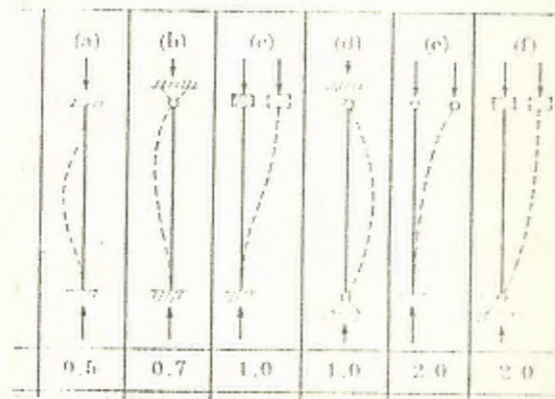
Por lo tanto seleccionaremos un perfil que tenga una área un poco mayor que  $2.35 \text{ pulg}^2$  y un radio de giro un poco mayor que  $1.46 \text{ pulg}$ . Este perfil será:

$$\boxed{\text{C}} \text{ .6 x 2 ; } 8.2 \text{ lb/pie} \quad (9)$$

El área de este perfil es  $2.39 \text{ pulg}^2$  y el radio de giro =  $2.34 \text{ pulg}$ .

Líneas cortadas indica forma como se pandea una columna

Valor teórico de K



CONDICIONES DE APOYO DE COLUMNAS

FIGURA 3-29

CAPITULO IV

INGENIERIA DE SISTEMA DE DISTRIBUCION

#### 4.1. TRAZADO DE LA RED DE DISTRIBUCION

El trazado de la red de distribución comprende el esquema principal de la red sin ramificaciones secundarias.

Para el trazado del esquema principal hemos escogido la forma reticulada por las razones siguientes:

- a. Cualquier punto de la red principal puede recibir el agua al menos por sus 2 extremos.
- b. Una cañería averiada puede aislarse dejando sin servicio una mínima parte de la población.
- c. Las presiones se reparten mucho más uniformemente y la distribución es más completa, pues, no existe finales de tuberías que constituirían depósitos de arrastre y sedimento, los cuales tendrían que limpiarse con cierta frecuencia. Se ha escogido un rectángulo formado por los vértices especificados por las letras ASPX según se aprecia en el plano N° 3 por ser estos vértices aquellos con los cuales se forma el rectángulo de mayor área.

Las superficies restantes externas al rectángulo descrito anteriormente se cubren con malas casi equivalente o semejantes a las formadas dentro del rectángulo principal.

El rectángulo principal se ha dividido en mallas de alrededor de 500 mt x 300 mt, las cuales en lo posible están

formadas de tramos rectos para evitar el consiguiente cambio de dirección del flujo con sus respectivas pérdidas de presión.

El resto de las áreas que deban ser alimentadas se cubrirían con redes de agua en forma ramificada.

En el plano N° 3 se indica el trazado de la red con las consideraciones respectivas.

## 2. OPTIMIZACION DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION

Esta sección estará orientada a la obtención del diámetro óptimo de las tuberías de la red de distribución en función de la altura al factor económico y la diferencia de presión respectiva entre el tanque y el punto más alejado de la red. Para el cálculo del diámetro (dimensionamiento) de la tubería de la red de distribución principal, se ha utilizado el método llamado "Clásico". (14)

Este método también, llamado de los puntos neutros consiste en dividir la red de mallas en varias redes ramificadas. Es conveniente que en los puntos neutros se obtenga el equilibrio de las alturas piezométricas mediante correcciones sucesivas. Se utiliza en esta tesis una diferencia de alturas piezométricas o diferencia de cierre de máximo 1 metro. (6)

El Nudo suministra agua a 2979 habitantes.

Si se toma al número de habitantes que actualmente tiene la ciudad, es multiplicado por un factor que tiene como numerador el número de habitantes para el año 2 000 - (124298 habitantes) y como denominador el número de habitantes que actualmente tiene (68870), daría el número de habitantes a los que cada nudo suministraría agua en el año 2.000.

De este modo el factor sería igual a 1.806 y los resultados pueden apreciarse en la tabla 4-1.

## 4.2. CALCULO DEL CONSUMO DE CADA NUDO PARA EL AÑO 2 000

En vista de que la capacidad de la red debe ser tal que pueda suplir la máxima demanda horaria del día de mayor consumo; se ha calculado este consumo máximo horario de cada nudo, que servirá para el cálculo de los diámetros de la cañería principal de distribución.

El máximo consumo horario del día de mayor consumo de cada nudo, se calculó multiplicando el número de habitantes que cada nudo serviría en el año 2 000 por la dotación media por hombre; y por día para este año; y multiplicado por el factor 1.90 con el cual se pasa de la dotación promedio al consumo máximo horario del día de mayor consumo. (parte tratada en el capítulo II).

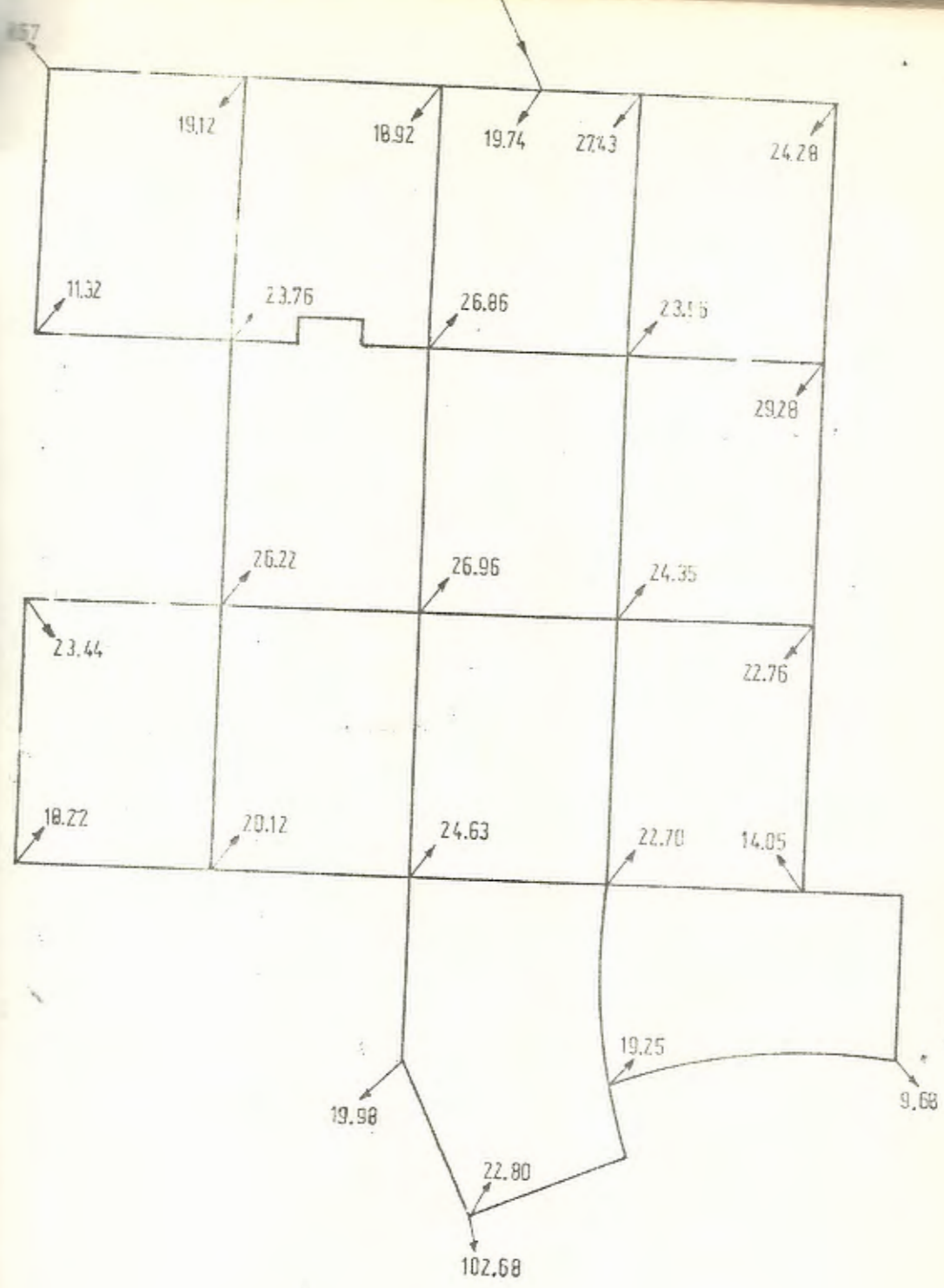
La tabla 4-1 nos muestra también el consumo máximo ho-

nario de cada nudo del día de mayor consumo lo cual es mostrado también en la figura 4-3.

### 2.3. SELECCION DEL MATERIAL DE LAS CAÑERIAS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

Como material constitutivo del sistema principal de distribución se ha seleccionado asbesto-cemento, por ser este material el más económico para la red. Además sus propiedades han hecho que se considere estas cañerías como la más conveniente para ser utilizadas en las líneas de distribución. Estas propiedades son:

- a. Excelente resistencia a la corrosión (mejor que el del hierro fundido).
- b. Las cañerías de asbesto cemento tienen fibras de amianto las cuales desempeñan un papel comparable al de las armaduras metálicas en las estructuras de hormigón armado. El amianto tiene ciertas características mecánicas como coeficiente de elasticidad, resistencia a la tracción, etc., que permite someter al fibrocemento a esfuerzos normales de tracción y a esfuerzos de cizallamiento.
- c. Tiene un coeficiente de flujo alto lo que resulta conveniente en velocidades altas o sea menor pérdida de fricción.
- d. Es inmune a corrientes galvánicas por razón de su compo



CONSUMO QUE TENDRIA CADA NUDO EN EL AÑO  
2000 ( lt/seg )

FIGURA 4-3

sición; por consiguiente no se produce deterioro en los tubos a causa de este fenómeno destructor.

- e. Su poco peso hace la instalación más económica por su fácil manejo.
- f. Estas cañerías son libres de tuberculación, es decir que sus características originales de flujo se mantienen.

#### 4.2.4. ESTUDIO DE LA VARIACION ECONOMICA DE LA RED CON LA DIFERENCIA DE PRESION

Como se anotó anteriormente se usará el método llamado "Clásico" para el dimensionamiento de los diámetros en los diferentes niveles de presión, en vista de que el cálculo será aproximado.

Para este cálculo será necesario dotar a cada tramo de la red de un consumo parcial que tendría para lo cual cada nudo contribuiría con partes iguales a los tramos que está formando el nudo que se considere. Así tenemos por Ejemplo:

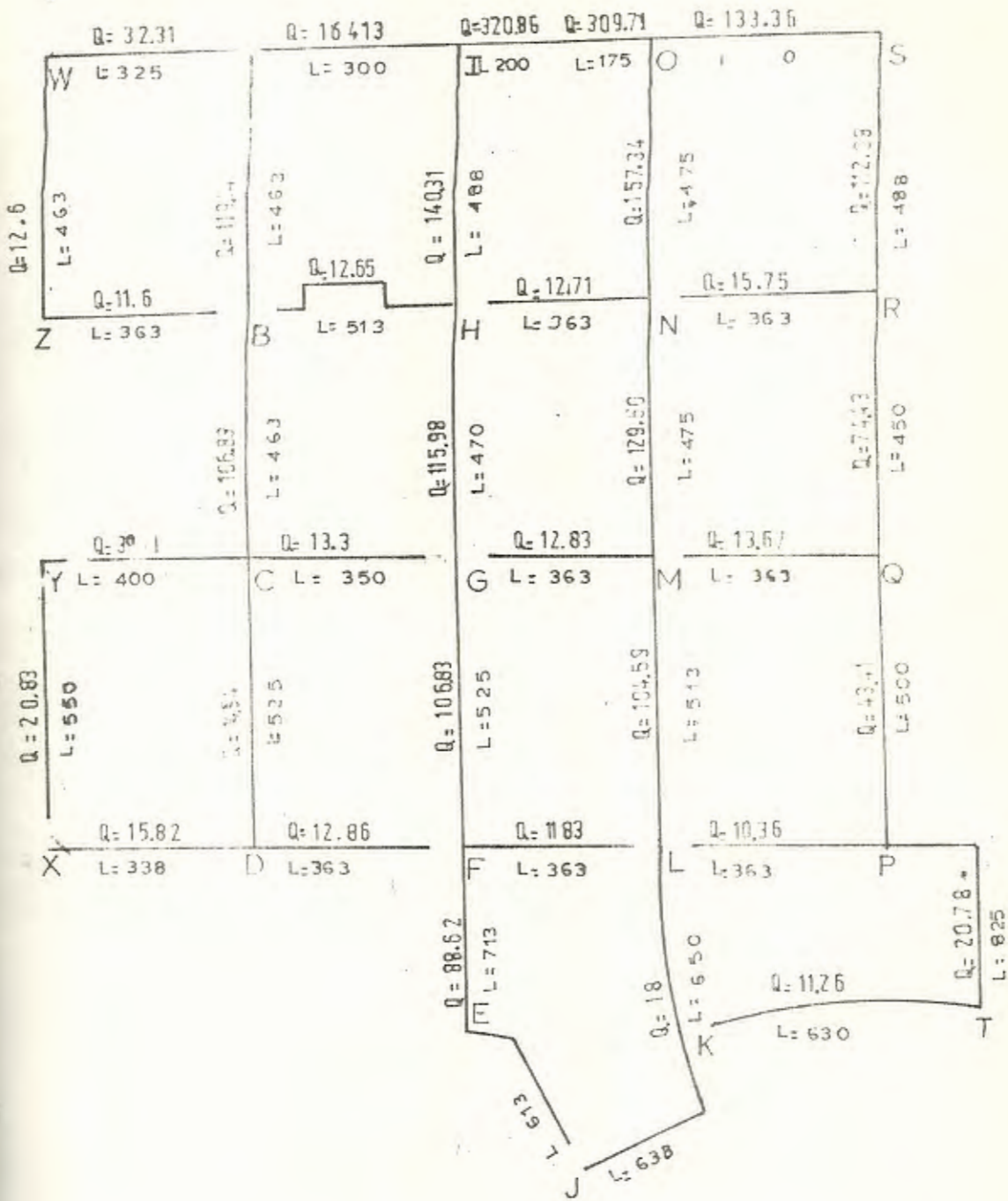
El nudo A dota 19.12 lts/seg. a la población.

Estos 19.12 lts/seg se dividen en partes iguales para los tramos A-1, WA, y AB (Ver figura 4-3).

Entonces el tramo AI consumiría:

$$\text{nudo A : } \frac{1912}{3} = 6.373 \text{ lts/seg.}$$





CAUDALES TOTALES QUE CIRCULA POR LOS TRAMOS PARA OBTENER UNA DIFERENCIA DE PRESION DE 2 mt DE AGUA  $Q = \text{lt}/\text{sg}$   
 $L = \text{MT}$

FIGURA 4-5

Debemos indicar también que en la tabla 4-2 existen 3 tramos PT, VC en los cuales deberán utilizarse tuberías de 10", 10" y 6". Sin embargo para unificar los diámetros de la red en una dirección como norma se ajustarán estos diámetros a 8", 20" y 8" respectivamente, lo cual puede observarse en la tabla 4-3.

TRAMO	CAUDAL Para Q-130 lt/seg	LONGITUD metros	PERDIDA m/1000 m	PERDIDA metros	DIAMETRO pulg.
PT		363	0.7	0.2541	8"
PT	15.98	825	Despreciable	Despreciable	20"
VC		400	8.0	3.2	8"

#### DIAMETROS CAMBIADOS EN TABLA 4-2

T A B L A 4-3

De esta forma podemos concluir que de las tablas 4-2 y 4-3 obtenemos los diámetros de la red para una pérdida de presión de 2 mts.

Continuaremos haciendo cálculo de otros diámetros para otras pérdidas de presión y así tendremos que para 10 metros de pérdidas de presión, los cálculos serán, como en el caso anterior, usando el método "Clásico" o de los puntos neutros para lo cual se ha procedido a dividir la red de manías en una forma ramificada tratando de ajustar en los nudos las diferentes alturas piezométricas como en

el caso precedente.

La ramificada se muestra en la figura 4-7 en donde se han expresado los caudales totales que fluirían por ca de ramal. El resto de consideraciones hechas para el caso anterior serían también aplicadas al presente caso: así podríamos mencionar el uso de la tabla C-4, coeficiente de rugosidad relativa, caudal para Puerto Bolívar, etc.

Tendremos también la figura 4-8, que nos indica los caudales con los cuales se calcula las pérdidas de acuerdo a un determinado diámetro para que aproximadamente se obtenga una diferencia de presión de 10 metros entre los nudos U y J haciendo de la tabla C-4.

Los resultados generales para una pérdida de presión de 10 metros han sido tabulados en la tabla 4-4 y los caudales para el cálculo de los diámetros han sido graficados en las figuras 4-7 y 4-8.

Haremos todavía un cálculo más para un diámetro de tubería con una pérdida de presión de 20 mts; y como se dijo anteriormente el procedimiento a seguirse será igual a los 2 casos anteriores, es decir uso del método clásico, uso de la tabla C-4, cálculo de caudales reales para ser usados en la fórmula de Hazen-Williams, etc. Los resultados han sido expresados en la tabla 4-4 haciendo uso así mismo para obtener estos cálculos de las figuras 4-7 y 4-8.

Después de calcular los diferentes diámetros escogeremos la altura óptima del tanque elevado y en consecuencia también el diámetro óptimo, para lo cual usaremos la ecuación 3-35 deducida en el capítulo II, la cual es como sigue:

$$f(x) = 66.27 + 7.46 x + 2.04 x^2 \quad (3-16)$$

donde  $x$  corresponde a los valores de los diámetros y  $f(x)$  el costo por metro de la tubería considerada.

En la tabla 4-4 se indica también el costo total de las cañerías para los 3 casos estudiados.

Si se grafican estos valores se obtiene una curva de la forma mostrada en la figura 4-9.

Si observamos las figuras 4-9 y 3-27 uno se puede dar cuenta que el costo de la red de distribución baja cuando existe una diferencia de presión alta o sea cuando la cota piezométrica a la cual está elevada el agua (altura de la torre que sostiene el tanque elevado) es alta. En forma inversa el costo de la torre y tanque elevado aumenta conforme aumenta la altura.

Podemos ahora indicar que el IEOS (Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias) ha normalizado para ciudades como Machala una presión de más o menos 15 mts. de agua como su

TRAMO	LONG. METROS	DIF. DE PRESION 2 mt.		DIF. DE PRESION 10 mt.		DIF. PRESION 20 mt.	
		Diámetro pulg.	Costo S/..	Diámetro pulg.	Costo "/.	Diámetro pulg.	Costo S/.
WA	325	24	464750	18	292500	14	193375
AI	300	24	429000	18	270000	14	178500
IIU	200	24	28600	18	180000	14	119000
UO	175	24	250000	18	157500	14	104125
OS	350	24	500500	18	315000	16	259000
TS	363	8	92565	8	92656	6	78045
BII	513	8	130815	8	130815	8	130815
HN	363	8	92565	8	92565	6	78045
NR	363	8	92565	8	92565	8	92565
YC	400	8	102000	8	102000	8	102000
CG	350	8	89250	8	89250	8	89250
GM	363	8	92565	8	92565	6	78045
MQ	363	8	92565	8	92565	8	92565
XD	338	8	92565	8	92565	6	78045
DF	363	8	92565	8	92565	6	78045
FL	363	8	92565	8	92565	8	92565
LP	363	8	92565	8	92565	6	78045
WZ	463	20	495410	16	342620	14	275486
Ab	463	20	495410	16	342620	14	275485
IH	488	20	522160	16	361120	14	290360
ON	475	20	508250	18	427500	14	282625
SR	488	20	522160	16	361120	14	290360
RC	463	20	495410	14	275485	14	275485

TRAMO	PRESION 2mt.		DIF. DE PRESION 10mt		DIF. DE PRESION 20mt	
	LONG. METROS	Díametro pulg. Costo S/.	Díametro pulg.	Costo S/.	Díametro pulg.	Costo S/.
HG	470	20 502900	14	279650	14	279650
NM	475	20 508250	16	351500	14	282625
RQ	450	20 481500	14	267750	12	211500
YX	550	20 588500	14	327250	12	258500
CD	525	20 561750	12	246750	10	186375
GF	52	20 566030	14	314755	12	248630
	513	20 548910	14	305235	12	241110
QP	500	20 535000	12	235000	8	127500
FE	713	20 762910	14	424235	12	335110
EJ	613	20 655910	12	288110	12	288110
JK	638	20 682660	12	299860	12	299860
KL	650	20 695500	12	305500	12	305500
KT	630	8 16050	8	160650	6	135450
TP	825	20 <u>882750</u>	8	<u>210375</u>	8	<u>210375</u>
COSTO TOTAL: S/. 14257420			S/. 8497235		S/. 7016750	

COSTO DE LAS REDES PRINCIPALES DE DISTRIBUCION ESTUDIADAS

T A B L A 4-4

a la obtención de los caudales reales que circularán por el sistema para lo cual nos basaremos en el trazado de la red visto en la sección 4-1 y esquematizado en el plano N° 3.

El cálculo que se hará a continuación se basará en el que se hizo en la sección 4-2 para que se produzca una caída de presión de 10 m. entre extremos, o sea entre el nudo U y el nudo J.

Además en la misma sección se consideró una diferencia de cierre de 1 mt. en los nudos. Se consideró también: que no existían pérdidas por accesorios en la red misma, que en el nudo J (final) debería de existir una presión de 15 mts y que no existirían pérdidas entre el tanque elevado y el inicio de la red en el nudo U.

Basados en los resultados obtenidos con estas asunciones y considerando que 5 mts. serán perdidos entre accesorios, cañerías omitidas (4 mts) y errores (2 mts) empezaremos el cálculo de Hardy Cross, partiendo de los caudales esrogidos al azar que se aprecian en el apéndice A-2.

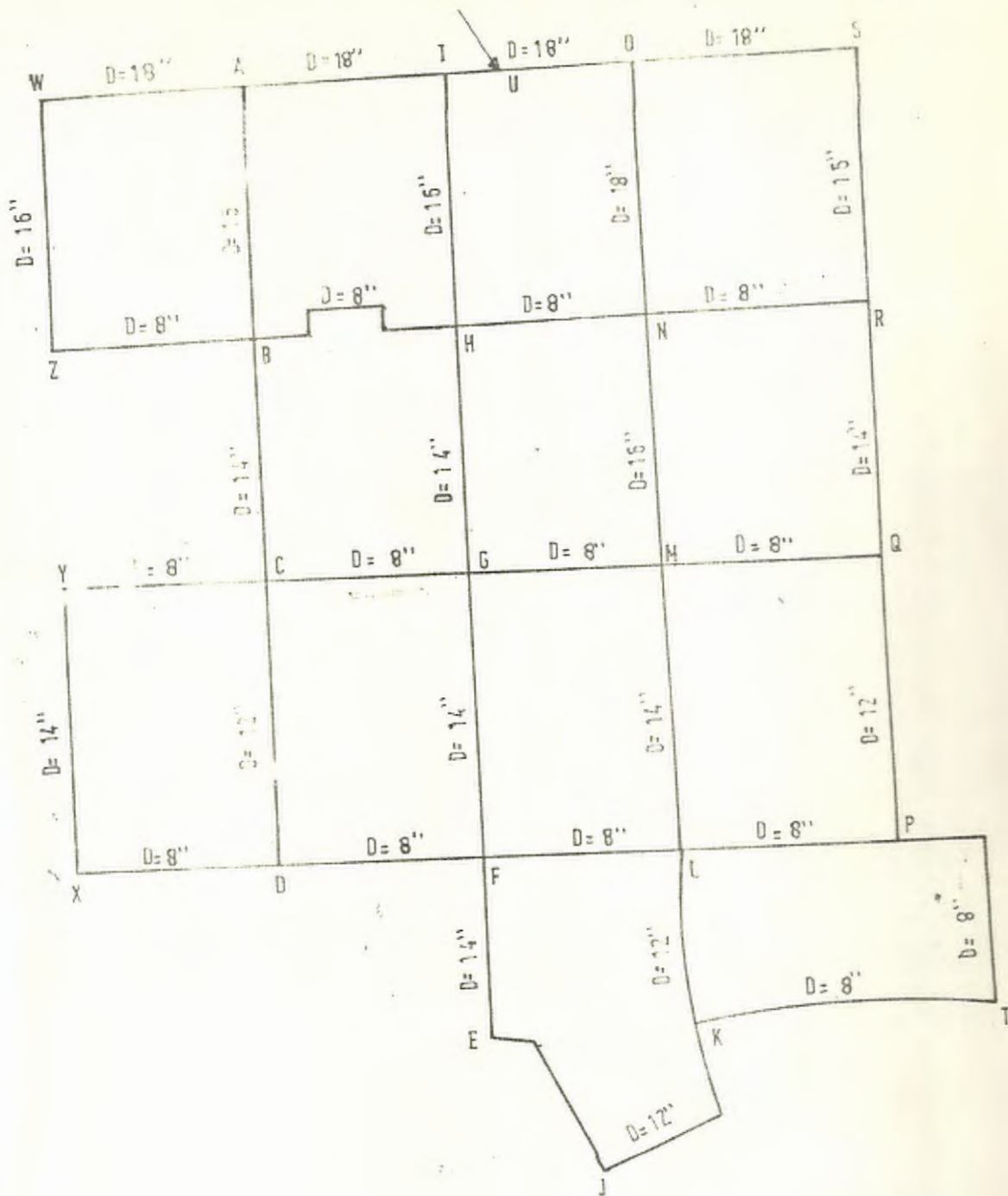
Los resultados de este método por aproximaciones sucesivas se aprecian en la parte final de este apéndice A-2 donde se indican los verdaderos caudales que circulan por cada tramo y sus respectivas pérdidas de presión que se presentan.

En este apéndice nos podemos dar cuenta que a través de los tramos IH, HG, GF, FE, se produce una caída de presión de 15.22 mt de agua, que si consideramos la caída de presión de los distintos accesorios que tienen que existir a través de los diferentes tramos obtendremos los 15 mt de agua de presión deseados en el nudo J.

Para saber la presión que existiría en cualquier otro punto de la red, bastará con computar la caída de presión desde el nudo U hasta el punto considerado por medio del mismo apéndice A-1.

En vista de lo dicho lo anterior, podremos concluir que la red dimensionada de acuerdo a la figura 4-11 es satisfactoria y será el diseño que se recomendará definitivamente.





DIMENSIONES DE LA RED PRINCIPAL DE DISTRIBUCION RECOMENDADA

FIGURA 4-11

CAPITULO V  
ANALISIS ECONOMICO

El presente estudio solamente se ~~señala~~ ~~para~~ ~~abastecer~~ un abastecimiento de agua de 10 años, a partir del cual se podrá llevar un control estadístico que servirá para hacer en un futuro mediano un estudio más realista.

El estudio del costo de los principales equipos estará basado en datos proporcionados por casas Importadoras de los mismos.

Enumeraremos a continuación los 3 sistemas principales que serán considerados en nuestro estudio:

Sistema de Bombeo, Tanque elevado y Sistema de Distri  
bución.

### 5.1. COSTO DEL SISTEMA DE BOMBEO

Costo de 2 bombas de 450 $\text{m}^3/\text{hora}$	S/. 600 000.00
Costo de 2 bombas de 850 $\text{m}^3/\text{hora}$	" 1400 000.00
Costo de accesorios e imprevistos (5% total)	" 100 000.00
Costo de instalación y montaje	" <u>100 000.00</u>
COSTO TOTAL DEL SISTEMA DE BOMBEO :	S/. 2200 000.00

### 5.2. COSTO DEL TANQUE ELEVADO CON LA TORRE

El cálculo del costo de esta sección está basado sobre la longitud total de los miembros de la torre y área del tanque, aumentando en algunas ocasiones la cantidad de material calculado, aumento que sería el resto de las uniones y trazos, en la construcción de la torre y tanque.

## 2.1. COSTO DE LA TORRE QUE SOSTIENE AL TANQUE

Los cuadros 5-1 y 5-2 muestran la longitud total de los miembros diagonales y horizontales de la torre de 30 mt los cuales se construirán con perfiles 12 WF 12 y perfil 6 x 2 respectivamente tal como se estableció anteriormente.

MIEMBRO	LONGITUD mt	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL mt
4-DI	18.48	8	149
3-DI	16.10	8	129
2-DI	13.82	8	111
1-DI	11.68	8	94
TOTAL:			483 mt

CANTIDAD EN METROS DE MIEMBROS DIAGONALES PARA TORRE DE 30 mt.

T A B L A 5-1

MIEMBRO	LONGITUD mt	CANTIDAD	LONGITUD TOTAL mt
1-IN	10.28	4	42
2-IN	12.93	4	52
3-IN	15.57	4	63
TOTAL:			157 mt

CANTIDAD EN METROS DE MIEMBROS HORIZONTALES PARA TORRE DE 30 mt.

T A B L A 5-2

Plancha de 3/16 de 4 pie x 8 pie	=	S/. 1600.
6 mt (19.7 pie) de perfil 5 x 1 3/4	=	S/. 1200.
mt de tubería de 4"	=	S/. 1700.

Entonces:

Costo de parte cilíndrica de área =		
1960 pie <sup>2</sup> (siendo necesario 62 plan-		
chas de 3/16")	S/.	99200
5% por desperdicio	S/.	4960

Costo del techo de área 990 pie <sup>2</sup> (sien-		
do necesario 31 planchas de 3/16 pulg)	S/.	49600
5% por desperdicio	S/.	248

Costo de la parte esférica piso del		
tanque de área = 1970.69 pie <sup>2</sup> (sien-		
do necesario 62 planchas)	S/.	99200
5% por desperdicios	S/.	4960

Costo de 17 vigas perfil 5 x 1 3/4		
(vigas de amarre del techo de long.		
17.8 pie; los tramos de venta son		
de 19.7 pie)	S/.	24400

Costo de 2 tramos de tubería de 4"		
para 36.531 pie de columna	S/.	24400

Costo de soldadura	S/.	15000
--------------------	-----	-------

COSTO DEL MATERIAL DEL TANQUE	S/.	317968
-------------------------------	-----	--------

### 3. COSTO TOTAL DEL TANQUE Y TORRE

De acuerdo a las cifras anteriores, podemos concluir

que:

Costo del material de la torre	S/. 3048053
Costo del material del tanque	S/. 317968
Costo de proyecto, Dirección técnica y mano de obra, aproximadamente 40% del total.	S/. 1300000
<b>COSTO TOTAL DE TORRE Y TANQUE</b>	<b>S/. 4666021</b>

Por lo tanto el costo total de la estructura (tanque y torre) es igual a S/. 4'666 021.

### 5.2. COSTO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION

El costo de la red de distribución ya fue calculada cuando se hizo el estudio de optimización de este sistema en el capítulo anterior. Este costo puede ser apreciado en la tabla 4-4 donde se indica el costo de una red en cuyos ramales se produce una caída de presión entre los puntos más alejados de 10 mt de agua y es de S/. 8'497235 valor que tiene incluido el costo del material asbesto-cemento de la cañería y el valor de instalación.

A este valor debe aumentarse aquel correspondiente por concepto del tramo de tubería que va desde el tanque hasta el inicio de la red (nudo U) que aunque no ha sido motivo de estudio en la presente tesis influye eso sí en el valor económico total de la red y es aproximadamente un 15%.

Así mismo debe incluirse un 10% por concepto de estudios de diseño y dirección técnica.

Con esto concluimos el estudio total de los costos de los sistemas principales; sin embargo es menester darse cuenta que el costo de conexiones domiciliarias y accesorios que serían usados a través de todo el sistema representará aproximadamente un 20% del valor total.

Incluidos todos estos costos en el valor total tendremos finalmente:

Costo del material y mano de obra de la red principal	S/. 8'497235.
Costo de tubería desde el tanque hasta el inicio de la red (15%)	S/. 1'274585.25
Costo de conexiones domiciliarias y accesorias (20%)	S/. 1'698470.
Costo de estudios, diseño y dirección técnica (10%)	S/. 849723.5
<b>COSTO TOTAL DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION</b>	<b>S/. 12'320013.75</b>

De nuestro estudio económico podremos decir que el costo total del sistema será como sigue:

Costo del sistema de bombeo	S/. 2'200000.
Costo del tanque elevado y estructura.	S/. 4'666021.
Costo del sistema de distribución	S/. 12'320013.75
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>	<b>S/. 19'186034.75</b>

Así nuestro proyecto tendría un valor de S/.19'186034.75  
en las condiciones y restricciones estipuladas en el mismo.



CAPITULO VI  
RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

La presente tesis tiene como finalidad primordial do  
tar de agua a la ciudad de Machata partiendo de un estu-  
dio exhaustivo y concienzudo.

Sin embargo a más de este fundamental objetivo, la te  
sis posee en su fondo otra finalidad también muy importan  
te, y es la de proveer a la ciudad de datos estadísticos  
precisos durante 25 años que ha sido el plazo estableci-  
do en el presente diseño, con cuyos datos se podrán lle-  
var a cabo ampliaciones necesarias de la planta pero que  
serán basados en datos más reales y seguros, en esas cir-  
cunstancias la instalación de un equipo de bombeo más gran  
de y directo sería necesario, quedando el tanque elevado  
como reserva para ser usado en caso de emergencia. Si es-  
ta situación se sucediera la construcción de un nuevo ca-  
nal de riego para aumentar el caudal sería imprescindible  
y el Río Jabones como ya vimos en el estudio de factibili-  
dad tiene suficiente caudal como para no carecer de agua  
en ninguna época del año.

Para concluir queremos expresar que ha sido nuestro de  
seo haciendo el presente estudio, ayudar aunque sea en muy  
poco al desarrollo de nuestro país; y estamos convencidos  
de que esta es una de las formas en que se puede contri-  
buir a este progreso.

CAPITULO VII

APENDICE

## APENDICE A

*Tabulación de los cálculos de la estructura de la torre del tanque de agua por medio de un programa Stress.*

STRUCTURE TORRE DE AGUA

TYPE PLANE TRUSS

NUMBER OF JOIN 10

NUMBER OF MEMBERS 17

NUMBER OF SUPPORTS 2

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINTS COORDINATES

1 0.0 0.0

2 717.0 0.5

3 52.05 295.2

4 664.05 295.2

5 104.1 500.4

6 612.0 500.4

7 154.15 885.6

8 560.95 885.6

9 208.2 1180.8

10 508.8 1180.8

JOINT RELEASES

1 FORCE X

MEMBERS PROPERTIES PRISMATIC AX 44.08 IZ 702.5

1

2

3 AX 2.39 IZ 0.7

4 AX 47.38 IZ 486.2

5 AX 2.39 IZ 0.7

6

7

8 AX 47.38 IZ 486.2

9 AX 47.38 IZ 486.2

10 AX 2.39 IZ 0.7

11

12

13 AX 2.39 IZ 0.7

14 AX 47.38 IZ 486.2

15 AX 2.39 IZ 0.7

16

17

MEMBER INCIDENCES

1 1 3

2 2 4

3 1 2

4 2 3

5 3 4

6 3 5

7 4 6

8 9 9

9 4 5

10 5 6

11 5 7

12 6 8

13 9 10

14 6 7

15 7 8

16 7 9

17 8 10

CONSTANT E 22000000 ALL

LOADING 1

JOINT LOAD

9 FORCE Y -476476.25 FORCE X 92295.25

## STRUCTURE TORRE DE AGUA

## LOADING 1

## MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE
1	1	329485.500
1	3	-329485.500
2	2	619244.376
2	4	-619244.376
3	1	-149506.094
3	2	149506.094
4	2	45930.726
4	3	-45930.726
5	3	-45264.867
5	4	45264.867
6	3	348409.500
6	5	-348409.500
7	4	592575.376
7	6	-592575.376
8	8	104884.984
8	9	-104884.984
9	4	56388.804
9	5	-56388.804
10	5	-54527.640
10	6	54527.640
11	5	375077.000
11	7	-375077.000
12	6	552186.626
12	8	-552186.626
13	9	84012.703
13	10	-84012.703
14	6	73275.578
14	7	-73275.578
15	7	-68553.703
15	8	68553.703
16	7	415464.063
16	9	-415464.063
17	8	483826.000
17	10	-483826.000

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

## STRUCTURE TORRE DE AGUA

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 1

LOADING	JOINT	AXIAL FORCE
1	1	329489.500
1	3	-329489.500

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 2

LOADING	JOINT	AXIAL FORCE
1	2	619244.376
1	4	-619244.376

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 3

LOADING	JOINT	AXIAL FORCE
1	1	-149506.094
1	2	149506.094

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 4

LOADING	JOINT	AXIAL FORCE
1	2	-45930.726
1	3	-45930.726

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 5

LOADING	JOINT	AXIAL FORCE
1	3	-45264.867
1	4	45264.867

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 12

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      6      552186.626
1      8      -552186.626

```

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 13

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      9      84012.703
1     10     -84012.703

```

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 14

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      6      73275.578
1      7     -73275.578

```

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 15

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      7     -68553.703
1      8      68553.703

```

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 16

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      7      415464.063
1      9     -415464.063

```

## MEMBER FORCES FOR MEMBER 17

```

=====
LOADING JOINT AXIAL FORCE
1      8      483826.000
1     10     -483826.000

```



JOINT	FORCE X	FORCE Y
3	0.976	-0.125
4	-2.664	0.113
5	1.828	-1.500
6	-0.484	-0.765
7	0.453	-0.912
8	-1.812	1.759
9	92296.422	-476476.500
10	-0.078	-476476.063

## REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y
1	-92293.350	324480.188
2	-1.312	628473.876

## FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
3	1.5323	-0.3544
4	1.9623	-0.1052
5	1.7917	-0.4892
6	2.2216	-0.2110
7	1.9939	-0.6208
8	2.4238	-0.3165
9	2.1120	-0.7479
10	1.7205	-0.5643

## SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT
1	0.0000	0.0000
2	1.6611	0.0000

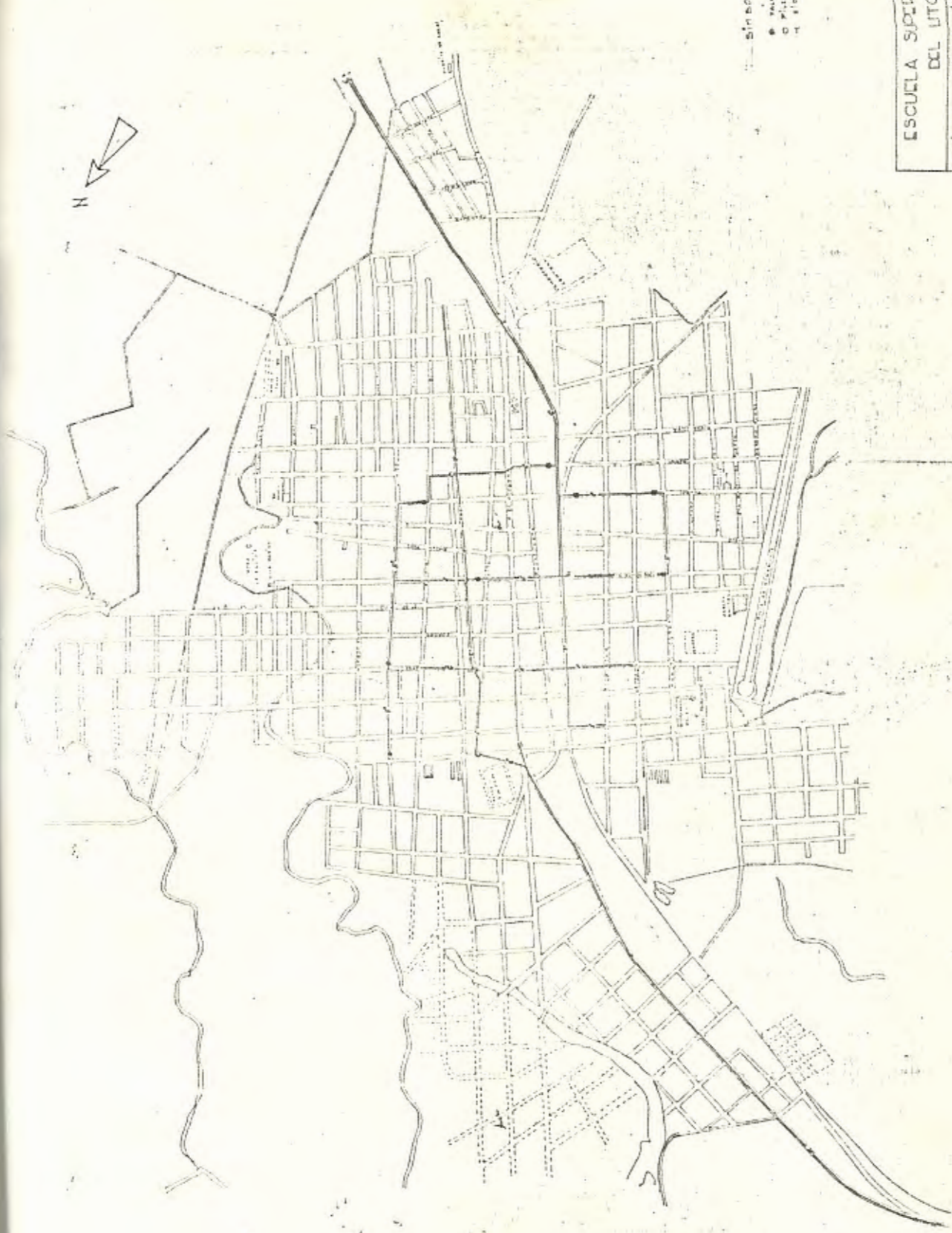
MALIA	TRAMO	D pulg	L mt	Q <sub>1</sub> lt/seg	J mt/1000mt	h <sub>1</sub> mt	h <sub>L</sub> θ <sub>L</sub>	Δ
VIII	VC	8	400	-10.	-0.9	-0.11	0.03600	- 3.24
	CD	12	525	+75.78	+5.5	+2.88	0.03800	-3.24 + 1.20
	DX	8	338	+31.66	+8.3	+2.80	0.08843	- 3.24
	XV	14	550	+13.44	+0.12	+0.06	0.00446	- 3.24
IX	CG	8	360	-10	-1.0	-0.35	0.03500	-1.20 + 6.35
	GF	14	525	+149.19	+10	+5.25	0.02519	-1.20 - 6.621
	TD	8	363	- 24	- 4.5	-1.63	0.06791	-1.20
	QZ	121	525	- 75.78	-55	-2.88	0.03800	-1.20 + 3.24
					Σ	+0.39	0.17610	
X	GM	8	363	+ 15.	+ 1.9	+0.68	0.04533	+6.62 - 29.82
	ML	14	513	+120.65	+ 6.2	+3.18	0.02635	+6.62 - 21.83
	IF	8	363	- 10.	- 1.	-0.36	0.03600	+6.62 - 15.60
	FG	14	525	-149.19	-10	-5.25	0.03519	+6.62 + 1.20
				Σ	-1.75	0.14287		
XI	MQ	8	363	+ 10.	+ 0.9	+0.32	0.03200	+21.82 + 17.61
	QP	12	500	- 57.99	- 4	-2.00	0.03600	+21.82
	TL	8	363	- 10.	- 1	-0.36	0.03600	+21.82 - 39.95
	LM	14	513	-120.65	- 6.2	-3.18	0.02635	+21.82 - 6.62
				Σ	-5.22	0.12923		
XII	FL	8	363	+ 10	+ 1	+0.36	0.03600	+15.60 - 6.62
	LK	14	650	+106.95	+11.2	+7.28	0.06806	+15.60 - 39.95
	KJ	14	638	+ 10.98	+ 0.16	+0.10	0.00910	+15.60
	JH	12	613	-118.58	-14	-8.58	0.07235	+15.60
	EF	14	713	-138.56	0	-5.70	0.04113	+15.60
				Σ	-6.54	0.22664		
XIII	IP	8	363	+ 10	+ 1	+0.36	0.03600	+39.95 - 21.83
	PT	8	825	- 62.04	-27	-22.27	0.35896	+39.95
	TK	8	630	- 71.72	-35	-22.05	0.30744	+39.95
	KL	14	650	-106.95	-11.2	-7.28	0.06806	+39.95 - 15.60
				Σ	-51.24	0.77046		

MALLA	TRAMO	D pulg	L mt	Q <sub>1</sub> lt/seg	J mt/1000mt	$h_L$ mt	$h_L$ Q <sub>1</sub>	A
I	CA	18	325	-54.4	-0.45	-0.11	0.00257	+ 14.17
	AB	16	463	+62.26	+1.00	+0.16	0.00738	+ 14.17+ 29.01
	BZ	8	363	-34.41	-5.5	-1.99	0.05783	+ 14.17
	ZW	16	463	-45.73	-0.55	-0.25	0.00546	+ 14.17
						Σ	-1.92	0.07324
II	AT	18	300	-135.78	-2.4	-0.75	0.00552	- 29.01
	IH	16	488	+242.2	+13.	+6.34	0.02615	- 29.01- 29.27
	US	8	513	+ 29.09	+ 7.	+3.59	0.12341	- 24.01+ 6.35
	CA	16	463	- 62.26	- 1.00	-0.46	0.00738	- 29.01- 14.19
						Σ	+8.72	0.16246
III	IU	18	200	-399.10	-20.	-4.00	0.01007	+ 29.27
	UO	18	175	+342.42	+ 6.6	+1.15	0.00474	+ 29.27
	ON	18	475	+235.99	+ 6.5	+3.08	0.01305	+ 29.27- 37.43
	NH	8	363	+ 14.70	+ 1.9	+0.68	0.04625	+ 29.27- 29.82
	HT	16	488	-242.4	-13.	-6.34	0.02615	+ 29.27+ 29.01
						Σ	-5.43	0.10026
IV	OS	18	350	- 49	- 1.25	-0.43	0.00877	+ 37.43
	SR	16	488	- 73.28	- 1.4	-0.68	0.00927	+ 37.43
	RN	8	363	- 57.33	-27.	-9.80	0.17094	+ 37.43 +17.61
	NO	18	475	-235.99	- 6.5	-3.08	0.01305	+ 37.43 -29.27
						Σ	-13.99	0.20203
V	BH	8	513	-290.9	- 7	-3.59	0.12341	- 6.35 + 29.01
	HG	14	470	+201.15	+17	+7.99	0.03972	- 6.35 - 29.82
	GC	8	350	+ 10.0	+ 1.0	+0.35	0.03500	- 6.35 + 1.20
	CB	14	463	-102.00	- 4.7	-2.17	0.02127	- 6.35
						Σ	- 2.58	0.21940
VI	HN	8	363	- 14.70	- 1.9	-0.68	0.04685	+ 29.82- 39.27
	NM	16	475	+140.	+ 4.2	+1.99	0.00210	+ 29.82+ 17.61
	MG	8	363	- 15.	- 1.9	-0.68	0.04533	+ 29.82- 6.62
	GH	14	470	-201.15	-17.	-7.99	0.03972	+ 29.82+ 6.35
VII	NR	8	363	+ 57.33	+27.	+9.85	0.17094	- 17.66- 37.43
	RO	14	450	- 45.23	- 1.05	-0.47	0.01039	- 17.61
	OM	8	363	- 10.	- 0.9	-0.32	0.03200	- 17.61- 21.83
	MN	16	475	-140.	- 4.2	-1.99	0.00210	- 17.61- 29.82

MALLA	TRAMO	$Q_2$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$h_L$ $Q_2$	$\Delta$
I	BA	-40.23	-0.25	-0.08	0.00118	+1.7612
	AB	+105.44	+2.7	+1.25	0.007135	+1.7612 + 9.9962
	BZ	-20.04	-3.5	-1.27	0.00090	+1.7612
	ZW	-31.66	-0.27	-0.12	0.00379	+1.7612
			$\Sigma$ -0.21	0.06752		
II	AI	-164.79	-3.8	-1.14	0.00691	-9.9962
	IH	+184.12	+7.2	+3.51	0.01906	-9.9962 + 1.2127
	HB	+6.43	+0.45	+0.23	0.03576	-9.9962 + 15.6889
	IA	-105.44	-2.7	-1.25	0.01185	-9.9962 - 1.7612
			$\Sigma$ +1.35	0.07358		
III	IU	-367.84	-14	-2.8	0.00761	-1.2127
	UO	+271.69	+17	+2.97	0.01093	-1.2127
	ON	+227.83	+6.2	+2.94	0.01290	-1.2127 - 95.29
	NH	+14.15	+1.7	+0.61	0.04310	-1.2127 - 0.48
	HI	-184.12	-7.2	-3.51	0.01906	-1.2127 + 9.962
			$\Sigma$ +0.21	0.09360		
IV	OS	11.57	0	0	0	+95.2993
	SR	-35.85	-0.35	-0.17	0.00474	+95.2993
	RN	-2.29	0	0	0	+95.2993 - 29.76
	NO	-227.83	-6.2	-2.94	0.01290	+95.2993 + 1.21
			$\Sigma$ -3.11	0.01764		
V	BM	-6.43	-0.45	-0.23	0.03576	-15.6889 + 9.99
	HG	+164.98	+12	+5.64	0.03418	-15.6889 - 0.82
	DC	+4.85	+0.25	+0.08	0.01649	-15.6889 - 0.91
	CB	-108.35	-5	-2.32	0.02141	-15.6889
			$\Sigma$ +3.31	0.10784		
VI	HN	-14.15	-1.7	-0.61	0.04310	+0.48 + 1.21
	NM	-187.43	+7.5	+3.56	0.01899	+0.48 - 29.76
	MG	+8.20	+6.5	+2.35	0.28658	+0.48
	GH	-164.98	-12	-5.64	0.03418	+0.48 + 15.68
			$\Sigma$ -0.34	0.38285		
VII	NR	+3.29	0	0	0	+29.7664 - 95.69
	RO	-62.84	-2	0.9	0.014321	+29.7664
	OM	-49.44	-20	-7.26	0.14684	+29.7664 + 2.21
	MM	-187.43	-7.5	-3.56	0.01899	+29.7664 - 0.48
			$\Sigma$ -9.92	0.18015		

MALLA TRAMO		$Q_2$	$J$	$h_L$	$\frac{h_L}{Q_2}$	$\Delta$	
		lt/seg	mt/1000 mt	mt			
VIII	YC	-13.24	-1.6	+0.64	0.04833	-17.34	
	CD	+73.74	+6.0	+3.15	0.04271	-17.34	- 0.91
	DX	+28.42	+7.5	+2.53	0.08912	-17.34	
	XY	+10.20	+0.065	+0.03	0.00294	-17.34	
				$\Sigma+5.07$	0.18300		
IX	CG	- 4.85	-0.25	+0.08	0.01649	+ 0.9191	+15.68
	CI	+141.37	+8.4	+4.41	0.03119	+ 0.9191	- 7.04
	DI	- 21.20	-4	-1.45	0.06839	+ 0.9191	
	DC	- 73.64	-6	-3.15	0.04271	+ 0.9191	+17.34
				$\Sigma+0.27$	0.15878		
X	CM	- 8.12	-6.5	-2.35	0.28658	+ 7.0485	- 0.48
	ML	+105.44	+5.2	+2.66	0.02522	+ 7.0485	+ 2.21
	LF	- 18.98	-3.3	-1.19	0.06269	+ 7.0485	+ 0.81
	FG	-141.37	-8.4	-4.41	0.03119	+ 7.0485	- 0.99
				$\Sigma-5.29$	0.40568		
XI	MO	+ 49.44	+20	+7.26	0.14685	- 2.2196	-29.76
	OP	- 36.15	- 1.6	+0.8	0.02213	- 2.2196	
	PL	- 28.12	- 7.2	-2.62	0.09317	- 2.2196	-10.07
	LM	-105.44	- 5.2	-2.66	0.02522	- 2.2196	- 7.04
				$\Sigma+1.18$	0.28736		
XII	FL	+ 18.98	+ 3.3	+1.19	0.0629	- 0.8108	- 7.04
	IK	+ 82.60	+ 7.0	+4.55	0.05508	- 0.8108	-10.07
	KJ	+ 20.58	+ 1.0	+6.38	0.03762	- 0.8108	
	JE	-102.98	-11	-6.74	0.06544	- 0.8108	
	EF	-122.96	- 7	-4.99	0.04158	- 0.8108	
			$\Sigma+0.39$	0.26141			
XIII	LP	+ 28.12	+ 7.02	+2.62	0.09317	+10.07	+ 2.2196
	PT	- 22.09	- 4.4	-3.63	0.016432	+10.07	
	TK	- 31.77	- 7.7	-4.85	0.015265	+10.07	
	KL	- 82.60	- 7	-4.55	0.05508	+10.07	+ 0.8108
				$\Sigma-10.41$	0.5589		

MALLA TRAMO	$Q_3$ pt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_3}$	$\Delta$	
I	WA	-38.47	-0.19	-0.0617	0.00160	-1.811
	AB	+117.19	+3.3	+1.5279	0.01303	-1.811 + 7.13
	BZ	-18.29	-3.0	-1.0890	0.5954	-1.811
	ZW	-29.9	-0.25	-0.1157	0.00386	-1.811
				$\Sigma+0.2615$	0.07803	
II	VJ	-174.78	-3.5	-1.0500	0.00600	-7.133
	IV	+175.34	+6.4	+3.1232	0.01781	-7.133 - 17.69
	HB	+12.12	+1.3	+0.6669	0.05502	-7.133 + 1.37
	BA	-117.19	-3.3	-1.5279	0.01313	-7.133 + 1.81
				$\Sigma+1.2122$	0.09186	
III	IU	-369.04	-16	-3.2000	0.00867	+17.696
	UO	+270.48	+11.5	+2.0125	0.00744	+17.696
	ON	+131.33	+2.3	+1.0925	0.00831	+17.696 + 30.04
	NH	+12.46	+1.4	+0.5082	0.04078	+17.696 - 14.61
	HI	-175.34	-6.4	-3.1232	0.01781	+17.696 + 7.13
			$\Sigma-2.71$	0.08301		
IV	OS	+83.72	+1	+0.35	0.00418	-30.041
	SR	+59.44	+0.9	+0.4392	0.00738	-30.041
	RN	+63.34	+32	+11.616	0.18368	-30.041 - 31.67
	NO	-131.33	-2.3	-1.0925	0.00831	-30.041 - 17.69
				$\Sigma+11.3686$	0.20355	
V	BH	-12.12	-1.3	-0.6669	0.05502	-1.373 + 7.13
	HG	+148.82	+9.5	+4.465	0.03000	-1.373 - 14.61
	GC	-11.74	-1.2	-0.42	0.03577	-1.373 + 3.60
	CB	-124.03	-6.5	-3.0095	0.02426	-1.373
				$\Sigma+0.3686$	0.14505	
VI	HN	-12.46	-1.4	-0.5082	0.04078	+14.618 - 17.69
	NM	+158.15	+5.5	+2.6125	0.01651	+14.618 - 31.67
	MG	+1.64	0	0	0	+14.618 - 8.74
	GH	-148.82	-9.5	-4.465	0.03000	+14.618 + 1.37
				$\Sigma-2.3607$	0.08729	
VII	NR	-63.24	-38	-11.616	0.18268	+31.678 + 30.04
	RO	-33.08	-0.58	-0.2495	0.00748	+31.678
	OM	-17.47	-2.7	-0.2801	0.05610	+31.678 - 18.63
	MN	-158.15	-5.5	-2.6125	0.01651	+31.678 - 14.61
				$\Sigma-15.4581$	0.26277	



Simbolos  
 ● Vialidad  
 ○ Puntos de  
 + Estacion

ESCUELA SUPERIOR  
 DEL LITORAL

SISTEMA DE DISTRIBUCION DE	
PROYECTADO	EN 1920
REVISADO	EN 1921
ESCALA	1:1000

MALLA	TRAMO	$Q_3$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_3}$	$\Delta$	
VIII	YC	-30.58	- 7.5	- 3.0	0.09310	+ 2.434	
	CD	+55.49	+ 3.5	+ 1.8375	0.03311	+ 2.434	+ 3.60
	DX	+11.08	+ 1.2	+ 0.4056	0.03660	+ 2.434	
	XY	- 7.14	0	0	0	+ 2.434	
		$\Sigma$ + 1.4394		0.16781			
IX	CG	+11.74	+ 1.2	+ 0.42	0.08517	- 3.601	+ 1.37
	GT	+125.24	+ 8.0	+ 4.2	0.03105	- 3.601	- 8.74
	IT	- 20.13	- 3.7	- 1.3431	0.06672	- 3.601	
	DC	-55.49	- 3.5	- 1.3375	0.03311	- 3.601	- 2.43
		$\Sigma$ + 1.4394		0.21605			
X	GM	- 1.64	0	0	0	+ 8.74	- 14.61
	ML	+114.69	+ 6.0	+ 3.078	0.02683	+ 8.74	- 18.63
	LF	- 11.13	- 0.99	- 0.3593	0.03228	+ 8.74	- 14.88
	FG	-135.24	- 8	- 4.2	0.03105	+ 8.74	+ 3.60
		$\Sigma$ - 1.4813		0.09016			
XI	MQ	+ 11.47	+ 2.7	+ 0.9801	0.05610	+18.633	- 31.67
	OP	- 38.36	- 1.4	- 0.7	0.01824	+18.633	
	PL	- 40.40	-13	- 4.719	0.11680	+18.633	- 5.79
	LM	-114.69	- 6	- 3.078	0.02687	+18.633	- 8.74
		$\Sigma$ - 7.5169		0.21801			
XII	FL	+ 11.13	+ 0.99	0.3593	0.03228	+14.888	- 8.74
	LK	+ 71.72	+ 6.5	+ 4.225	0.05890	+14.888	- 5.79
	KJ	+ 25.77	- 0.8	+ 0.5104	0.01980	+14.888	
	JE	-103.79	-10.1	- 6.1913	0.05965	+14.888	
	EF	-123.77	- 6.5	- 4.6345	0.03744	+14.888	
		$\Sigma$ - 5.7311		0.20807			
XIII	LP	+ 40.4	+13	+ 4.719	0.02475	+ 6.795	- 18.63
	PT	-12.02	- 1.3	- 1.0725	0.08922	+ 6.795	
	TK	-21.70	- 4	- 2.52	0.11612	+ 6.795	
	KL	-71.72	- 6.5	- 4.225	0.05890	+ 6.795	- 14.88
		$\Sigma$ - 3.0987		0.28899			



MALLA	TRAMO	$Q_4$ Et/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_4}$	A
I	WA	-40.28	-0.27	-0.08	0.00126	-0.72
	AB	+122.51	+3.4	+1.57	0.01284	-0.72 - 0.84
	BZ	-20.10	-3.5	-1.27	0.06318	-0.72
	ZW	-30.71	-0.25	-0.11	0.00346	-0.72
			$\Sigma$	+0.11	0.08146	
II	AT	-181.91	-4.0	-1.2	0.00658	+0.84
	TH	+150.62	+5.0	+2.44	0.01619	+0.84
	IB	+6.36	+0.22	+0.22	0.03419	+0.84
	BA	-122.51	-1.57	-1.57	0.01284	+0.84 + 0.72
			$\Sigma$	-0.11	0.07020	
III	TH	-351.35	-15	-3.0	0.00853	+4.82
	UD	+288.17	+10.5	+1.83	0.00635	+4.82
	ON	+169.06	+4.2	+1.99	0.0111	+4.82 - 49.54
	NH	+15.54	+2.2	+0.79	0.05083	+4.82
	HI	-150.52	-5.0	-2.44	0.01621	+4.82 - 0.84
			$\Sigma$	-0.83	0.09303	
IV	OS	+53.68	+0.47	+0.16	0.00298	+49.64
	SR	+29.40	+0.27	+0.13	0.00442	+49.64
	RW	+1.53	0	0	0	+49.64
	NO	-179.06	-4.2	-1.99	0.01111	+49.64
			$\Sigma$	-1.70	0.01851	
V	BT	-6.36	-0.44	-0.22	0.03459	-0.46 - 0.84
	IR	+132.84	+7.7	+3.61	0.02717	-0.46
	GC	-9.51	-0.85	-0.29	0.03162	-0.46 + 0.07
	CB	-125.40	-6.5	-3	0.02392	-0.46
			$\Sigma$	+0.10	0.11730	
VI	HN	-15.54	-2.2	-0.79	0.05083	+9.31 - 4.82
	NH	+141.09	+1.99	+1.99	0.01410	+9.31
	MG	+7.51	+0.7	+0.25	0.0332	+9.31
	GH	-132.84	-7.7	-3.61	0.02717	+9.31 + 0.46
			$\Sigma$	-2.16	0.12538	
VII	NR	-1.53	0	0	0	+37.24 - 49.64
	RO	1.41	0	0	0	+37.24
	OM	-4.43	-0.2	-0.07	0.01580	+37.24 - 19.7
	MN	-141.09	-4.2	-1.99	0.01410	+37.24 - 9.31
			$\Sigma$	-2.06	0.02990	

MAIIA	TRA	$Q_d$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_d}$	$\Delta$	
VIII	YC	- 28.15	- 7.5	- 3.0	0.10657	+ 1.07	
	CD	+ 61.52	+ 4	+ 2.1	0.03413	+ 1.07	+ 0.07
	DX	+ 13.51	- 1.6	+ 0.54	0.03997	+ 1.07	
	XV	- 4.71				+ 1.07	
				$\Sigma$ - 0.36	0.18067		
IX	CG	+ 9.51	+ 0.85	+ 0.29	0.03049	- 0.07	+ 0.46
	CB	+ 122.9	+ 6.5	+ 3.41	0.02774	- 0.07	
	GB	- 23.73	- 4.5	- 1.63	0.05878	- 0.07	
	DC	- 61.52	- 4.0	- 2.1	0.03413	- 0.07	- 1.07
				$\Sigma$ + 0.02	0.15114		
X	GM	- 7.51	- 0.7	- 0.25	0.03328	+ 7.44	- 9.31
	ML	+ 104.8	+ 5.2	+ 2.66	0.02538	+ 7.44	- 19.70
	LF	- 17.27	- 2.6	- 0.94	0.0544	+ 7.44	- 12.13
	FG	- 122.90	- 6.5	- 3.41	0.02774	+ 7.44	+ 0.07
				$\Sigma$ - 1.94	0.14082		
XI	MO	+ 4.43	+ 0.2	+ 0.07	0.015	+ 19.7	- 31.24
	OP	- 19.73	- 0.5	- 0.25	0.01267	+ 19.7	
	PL	- 27.56	- 7.5	- 2.76	0.09869	+ 19.7	- 8.57
	LM	- 104.8	- 5.2	- 2.66	0.02538	+ 19.7	- 7.44
				$\Sigma$ - 5.56	0.15254		
XII	FI	+ 17.27	+ 2.6	+ 0.94	0.05442	+ 12.13	- 7.44
	IK	+ 80.81	+ 8	+ 5.2	0.02573	+ 12.13	- 8.57
	KJ	+ 40.65	+ 2	+ 1.27	0.00196	+ 12.13	
	JE	- 88.91	- 8.3	- 5.08	0.02755	+ 12.13	
	EF	- 108.89	- 5.5	- 3.92	0.03599	+ 12.13	
			$\Sigma$ - 3.27	0.14565			
XIII	LP	+ 27.56	+ 7.5	+ 2.722	0.09869	+ 8.87	- 19.70
	PT	- 6.23	- 0.4	- 0.33	0.05296	+ 8.87	
	TK	- 15.91	- 2.3	- 1.449	0.09050	+ 8.87	
	KL	- 80.81	- 8.0	- 5.2	0.02573	+ 8.87	+ 12.13
				$\Sigma$ - 4.25	0.26788		

MALLA	TRAMO	$Q_5$ et/seg	J mt/1000	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_5}$	A
I	WA	- 41	- 0.21	- 0.08	0.00198	- 0.06
	AB	+120.95	+ 3.4	+ 1.57	0.01281	- 0.06 - 0.68
	BZ	- 20.82	- 3.5	- 0.27	0.06318	- 0.06
	ZW	- 32.43	- 0.28	- 0.72	0.00346	- 0.06
				$\Sigma+$ 0.01	0.08146	
II	VI	-181.07	- 4	- 1.2	0.00658	+ 0.68
	VI	+146.54	+ 4.8	+ 2.34	0.01596	+ 0.68 - 12.73
	HB	+ 7.66	+ 0.65	+ 0.37	0.03408	+ 0.68 - 1.42
	BA	-120.95	- 3.4	- 1.57	0.01284	+ 0.68 + 0.06
				$\Sigma-$ 0.10	0.01846	
III	IIU	-346.53	-14	- 2.8	0.00808	+ 12.73
	UO	+292.99	+10.3	+ 1.81	0.00624	+ 12.73
	OM	+134.34	+ 2.3	+ 1.09	0.00811	+ 12.73 + 6.60
	NH	+ 11.05	+ 2	+ 0.42	0.03800	+ 12.73 - 9.18
	HI	-146.54	- 4.6	- 7.24	0.01596	+ 12.73 - 0.68
				$\Sigma-$ 1.70	0.07639	
IV	OS	+103.32	+ 1.45	+ 0.5	0.00483	- 6.60
	SR	+ 79.04	+ 1.65	+ 0.8	0.01012	- 6.60
	RN	+ 13.93	+ 1.04	+ 0.58	0.04163	- 6.60 - 6.62
	NO	-134.34	- 1.99	- 1.09	0.00811	- 6.60 -12.73
				$\Sigma+$ 0.79	0.06469	
V	UH	- 7.66	- 0.65	- 0.33	0.04308	+ 1.42 - 0.68
	HG	+123.07	+ 7.70	+ 3.29	0.02673	+ 1.42 - 9.18
	GC	- 9.90	- 0.82	- 0.29	0.03162	+ 1.42 - 2.82
	CB	-125.86	- 6.5	- 3	0.02392	+ 1.42
				$\Sigma-$ 0.33	0.12535	
VI	HN	- 11.05	- 1.18	- 0.42	0.03800	+ 9.18 - 12.73
	NM	+ 9.38	+ 4.2	+ 1.56	0.01378	+ 9.18 - 6.62
	MG	+113.16	+ 0.7	+ 0.29	0.03091	+ 9.18 - 8.69
	GH	-123.07	- 7.0	- 3.29	0.02673	+ 9.18 - 1.42
				$\Sigma-$ 1.86	0.10942	
VII	NR	- 13.943	- 1.6	- 0.58	0.04163	+ 6.62 + 6.60
	RO	+ 35.85	+ 0.7	+ 0.31	0.00865	+ 6.62
	QM	+ 13.11	+ 1.5	+ 0.54	0.04118	+ 6.62 - 15.93
	MM	-133.16	- 3.3	- 1.56	0.01378	+ 6.62 - 9.18
				$\Sigma-$ 1.29	0.10524	

MALLA	TRAMO	$Q_5$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$h_L$ $Q_5$	$\Delta$
VIII	YC	- 27.08	- 7.5	- 2.9	0.010700	+ 0.29
	CD	+ 62.66	+ 4	+ 2.2	0.03511	+ 0.29 - 2.82
	DX	+ 14.58	+ 1.6	+ 0.59	0.04046	+ 0.29
	XV	- 3.64	0	0	0	+ 0.29
			$\Sigma$ - 0.10	0.18266		
IX	CG	+ 9.90	+ 0.85	+ 0.30	0.03030	+ 2.82 - 1.42
	GT	+115.39	+ 6.5	+ 2.62	0.02270	+ 2.82 - 8.69
	II	- 23.8	- 4.5	- 1.63	0.06848	+ 2.82
	OC	- 62.66	- 4.0	- 2.1	0.03351	+ 2.82 - 0.29
			$\Sigma$ - 0.81	0.15499		
X	CH	- 9.38	- 0.8	- 0.29	0.03091	+ 8.69 + 9.18
	ML	+ 92.54	+ 4	+ 2.05	0.02215	+ 8.69 -15.93
	LF	- 21.96	- 3.7	- 1.34	0.06192	+ 8.69 - 1.27
	FG	-115.39	- 5	- 2.62	0.02270	+ 8.69 - 2.82
			$\Sigma$ - 2.20	0.13678		
XI	MO	- 13.11	- 1.5	- 0.54	0.04118	+15.93 - 6.62
	OP	- 0.03	0	0	0	+15.93
	PI	- 16.43	- 2.5	- 0.91	0.05538	+15.93 - 7.6
	LM	- 92.54	- 4	- 2.05	0.02215	+15.93 - 8.69
			$\Sigma$ - 3.50	0.11871		
XII	FL	+ 21.96	+ 4.2	+ 1.52	0.06921	+ 1.27 - 8.69
	LK	+ 84.37	+ 3.7	+ 2.40	0.02814	+ 1.27 - 7.61
	KJ	+ 52.78	+ 1.4	+ 0.89	0.01686	+ 1.27
	JF	- 76.78	- 3.2	- 1.96	0.02552	+ 1.27
EF	- 86.86	- 4.6	- 3.27	0.03724	+ 1.27	
			$\Sigma$ - 0.42	0.17790		
XIII	LP	+ 16.43	+ 2.5	0.91	0.05538	+ 7.6 - 15.93
	PT	+ 2.34	0	0	0	+ 7.6
	TK	- 7.34	- 0.55	- 0.34	0.04632	+ 7.6
	KL	- 84.37	- 3.7	- 2.4	0.02844	+ 7.6 - 1.27
			$\Sigma$ - 1.83	0.13014		

MALLA	TRANO	$Q_6$ c+/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_6}$	$\Delta$
I	WA	- 41.06	- 0.26	- 0.08	0.00198	+ 0.05
	AB	+120.21	+ 3.4	+ 1.57	0.01284	+ 0.05 - 4.36
	BZ	- 20.88	- 3.5	- 1.27	0.06318	+ 0.05
	ZB	- 32.49	- 0.8	- 0.72	0.00346	+ 0.05
		$\Sigma$ - 0.02		0.08146		
II	VI	- 18.38	- 4	- 1.1	0.00609	+ 4.36
	VI	+134.49	+ 3.7	+ 1.8	0.01338	+ 4.36 - 2.68
	HB	+ 6.92	+ 0.5	+ 0.25	0.03612	+ 4.36 - 4.92
	BA	+120.21	+ 3.2	- 1.50	0.01247	+ 4.36 - 0.05
		$\Sigma$ - 0.55		0.06806		
III	III	-333.8	-13.5	- 2.7	0.00808	+ 2.68
	UO	+305.72	+11	+ 1.92	0.00628	+ 2.68
	ON	+153.67	+ 3.1	+ 1.97	0.00969	+ 2.68 - 10.46
	NH	+ 14.6	+ 1.9	+ 0.69	0.04226	+ 2.68 - 7.5
	HI	-134.49	- 3.7	- 1.8	0.01338	+ 2.68 - 4.36
		$\Sigma$ - 0.92		0.08469		
IV	OS	+ 96.72	+ 1.2	0.42	0.00431	+ 10.46
	SR	+ 72.44	+ 1.3	0.63	0.00869	+ 10.46
	PN	+ 0.71	0	0	0	+ 10.46 - 13.05
	NO	-153.67	- 3.1	-1.49	0.00969	+ 10.46 - 2.68
		$\Sigma$ - 0.44		0.02272		
V	HI	+ 6.92	- 0.5	- 0.25	0.03612	+ 4.92 - 4.36
	HG	+115.31	+ 5.5	+ 2.58	0.022237	+ 4.92 - 7.50
	GC	- 11.3	- 1.21	- 0.42	0.03716	+ 4.92 - 1.04
	CB	-124.44	- 6.5	- 3.0	0.02410	+ 4.92
		$\Sigma$ - 1.09		0.11975		
VI	HN	- 46.6	- 1.9	- 0.69	0.04726	+ 7.50 - 2.68
	NM	+115.72	+ 2.9	+ 1.37	0.0183	+ 7.50 -13.05
	MG	+ 9.87	+ 0.9	+ 0.32	0.03242	+ 7.50 - 8.58
	GH	-115.31	- 5.5	- 2.58	0.02237	+ 7.50 - 4.92
		$\Sigma$ - 1.58		0.11388		
VII	NR	- 0.71	0	0	0	+ 13.05 -10.46
	RO	+ 42.45	+0.9	0.41	0.00965	+ 13.05
	OM	+ 3.80	+0.17	+0.06	0.01518	+ 13.05 -12.72
	MN	-115.72	2.9	-1.37	0.01183	+ 13.05 - 7.50
		$\Sigma$ -0.90		0.3726		

MALLA	TRAMO	$n_a$ r/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{\Omega_g}$		
VIII	YC	- 26.79	- 1	- 2.9	0.10709	+ 0.29	
	CD	+ 60.13	+ 4	+ 2.2	0.03511	+ 0.29	- 1.4
	DX	+ 14.87	+ 1.6	+ 0.59	0.04046	+ 0.29	
	XY	- 3.35	0	0	0	+ 0.29	
				$\Sigma - 0.11$	0.18266		
IX	CG	+ 11.13	+ 1.21	+ 0.42	0.03716	+ 1.4	- 4.92
	CF	+109.52	+ 4.9	+ 2.57	0.02352	+ 1.4	- 8.58
	FD	- 20.98	- 3.6	- 1.3	0.06196	+ 1.4	
	DC	- 60.13	- 4	- 2.1	0.03492	+ 1.4	- 0.29
				$\Sigma - 0.41$	0.15756		
X	GM	- 9.87	- 0.9	- 0.32	0.03242	+ 8.58	- 7.50
	ML	+ 85.3	+ 3.2	+ 1.64	0.01922	+ 8.58	- 12.72
	LF	- 14.54	- 1.7	- 0.61	0.04195	+ 8.58	- 3.94
	FG	-109.52	- 4.9	- 2.57	0.02352	+ 8.58	- 1.4
				$\Sigma - 1.86$	0.11711		
XI	MO	- 13.80	- 0.17	- 0.6	0.01578	+12.72	- 13.05
	OP	+ 15.9	+ 0.35	+ 0.17	0.01059	+12.72	
	PL	- 8.10	- 0.65	- 0.29	0.02962	+12.72	- 4.25
	LM	- 85.3	- 3.2	- 1.69	0.01922	+12.72	- 8.58
				$\Sigma - 1.97$	0.07521		
XII	FL	+ 14.59	+ 1.7	+ 0.61	0.04126	+ 3.94	- 8.58
	LK	+ 78.04	+ 3.2	+ 2.08	0.02665	+ 3.94	- 4.25
	KJ	+ 54.05	+ 1.5	+ 0.95	0.01757	+ 3.94	
	JE	- 75.51	- 2.7	- 1.65	0.02185	+ 3.94	
	EF	- 95.59	- 4.6	- 2.99	0.03127	+ 3.94	
			$\Sigma - 1.01$	0.13860			
XIII	IP	+ 8.10	+ 0.65	+ 0.24	0.02962	+ 4.25	- 12.72
	PT	+ 9.94	+ 0.95	+ 0.78	0.07847	+ 4.25	
	TK	+ 0.26	0	0	0	+ 4.25	
	KL	- 78.04	- 3.2	- 2.08	0.02665	+ 4.25	- 3.94
				$\Sigma - 1.06$	0.13474		

HALLA	TRAMO	$Q_7$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_7}$	$\Delta$
I	WA	-47.01	-0.26	-0.08	0.0014	+3.66
	AB	+115.9	+2.9	+1.34	0.01661	+3.66 - 3.79
	BZ	-20.83	-3.5	-1.27	0.00609	+3.66
	ZW	-32.44	-0.8	-0.72	0.00221	+3.66
				$\Sigma$ - 0.69	0.10171	
II	AI	-176.02	-3.8	-1.14	0.00647	+3.79
	HI	+136.13	+3.7	+1.08	0.01322	+3.79 - 7.39
	VB	+6.36	+0.4	+0.2	0.03144	+3.79 - 1.82
	BA	-115.9	-2.9	-1.34	0.01156	+3.79 - 3.66
				$\Sigma$ - 0.44	0.06269	
III	IU	-331.12	-13.5	-2.6	0.00786	+7.39
	IO	+308.4	+11	+1.92	0.00623	+7.39
	ON	+145.89	+2.5	+1.18	0.00808	+7.39 + 3.35
	MI	+9.78	+0.95	+0.34	0.03477	+7.39 - 6.77
	HI	-136.17	-3.7	-1.8	0.01322	+7.39 - 3.79
			$\Sigma$ - 0.96	0.07016		
IV	OS	+107.18	+1.5	+0.52	0.00485	-3.35
	SR	+82.9	+1.65	+0.8	0.00965	-3.35
	RM	-1.88	0	0	0	-3.35 - 8
	NO	-145.89	-2.5	-1.48	0.00809	-3.35 - 7.59
				$\Sigma$ - 0.14	0.02259	
V	RII	-6.56	-0.4	-0.2	0.03145	+1.82 - 3.79
	IG	+112.73	+6	+2.82	0.02501	+1.82 - 6.77
	GC	-7.78	-0.62	-0.21	0.02698	+1.82 - 2.57
	CB	-119.52	-6	-2.77	0.02317	+1.82
				$\Sigma$ - 0.36	0.10662	
VI	HN	-9.78	-0.95	-0.34	0.03476	+6.77 - 7.39
	NM	+110.17	+2.9	+1.37	0.01243	+6.77 - 8.0
	MG	+8.79	+0.78	+0.28	0.03185	+6.77 - 6.89
	GH	-112.73	-6	-2.58	0.02288	+6.77 - 1.82
				$\Sigma$ - 1.27		
VII	NR	-1.88	0	0	0	+8 + 3.35
	RO	+55.5	+1.5	+0.68	0.01225	+8
	OM	+4.13	+0.19	+0.06	0.01452	+8 - 11.52
	MN	-110.17	-2.9	-1.37	0.01243	+8 - 6.77
				$\Sigma$ - 0.58	0.03920	

MALIA	TRAMO	$Q_7$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_7}$	A	
VIII	VP	+ 26.50	- 6.5	-2.6	0.09811	- 0.5	
	CD	+ 59.02	+ 4	+2.1	0.03558	- 0.5	- 2.57
	DX	+ 15.16	+ 2.0	+0.67	0.04420	-0.5	
	XY	- 3.60	0	0	0	- 0.5	
				$\Sigma$ +0.17	0.17789		
IX	CG	+ 7.78	+ 0.62	+0.21	0.02699	+ 2.57	- 1.82
	GF	+102.34	+ 4.6	+2.41	0.02351	+ 2.57	- 6.89
	FD	+ 19.58	- 3.4	-1.23	0.06281	+ 2.57	
	DC	- 59.02	- 4.0	-2.1	0.03558	+ 2.57	+ 0.5
				$\Sigma$ -0.71	0.14892		
X	GM	- 8.79	- 0.78	-0.28	0.03186	+ 6.89	- 6.77
	ML	+ 81.16	+ 3.2	+1.64	0.02020	+ 6.89	- 11.52
	LF	- 9.9	- 1.	-0.30	0.03030	+ 6.89	+ 1.44
	FG	-102.34	- 4.6	-2.41	0.02354	+ 6.89	- 2.57
				$\Sigma$ -1.35	0.10590		
XI	MO	- 4.13	- 0.19	-0.6	0.01452	+11.52	- 8
	OP	+ 28.62	1.1	+0.55	0.01921	+11.52	
	PL	- 0.37	0	0	0	+11.52	- 6.07
	HM	- 81.16	- 3.2	-1.64	0.02020	+11.52	- 6.07
				$\Sigma$ -1.15	0.05393		
XII	TI	+ 9.9	+ 1.	0.36	0.03636	+ 1.44	- 6.89
	IK	+ 77.73	+ 3	4.80	0.05146	+ 1.44	- 6.89
	KJ	+ 57.99	+ 1.8	+2.48	0.04276	+ 1.44	
	U	- 71.57	- 2.8	-3.43	0.04792	+ 1.44	
	TF	- 91.65	- 4.0	-2.85	0.03109	+ 1.44	
				$\Sigma$ +0.56	0.20959		
XIII	IP	- 0.37	0	0	0	+ 6.07	- 11.52
	PI	+ 14.19	+ 1.9	+1.57	0.11064	+ 6.07	
	TK	+ 5.51	+ 0.33	+0.2	0.03629	+ 6.07	
	KL	- 77.73	3	-4.00	0.05146	+ 6.07	+ 1.44
				$\Sigma$ -2.23	0.19839		



MALLA TRAMO	$Q_8$ lt/seg	J mt/1000	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_8}$	$\Delta$	$Q_9$ lt/seg	
I	WA	37.39	-0.24	-0.08	0.00214	- 1.57	-38.96
	AB	+117.77	+2.9	+1.4	0.01189	- 1.57 - 1.88	+114.32
	BZ	- 17.77	-2.7	-0.98	0.05708	- 1.57	- 18.74
	ZW	28.78	-0.26	-0.12	0.00417	- 1.57	- 30.35
				$\Sigma$ +0.22	0.07528		
II	AI	-172.23	-3.7	-1.11	0.00645	+ 1.88	-170.35
	TI	+132.57	+3.9	+1.9	0.01433	+ 1.88 - 2.78	+131.67
	PI	+ 8.33	+0.7	+0.35	0.04202	+ 1.88 + 3.15	+ 7.06
	BA	-117.77	-2.9	-1.4	0.01189	+ 1.88 + 1.57	-114.32
				$\Sigma$ -0.26	0.07469		
III	II	-323.73	-12.5	-2.5	0.00772	+ 2.78	-320.95
	IO	+315.35	+12	+2.1	0.00665	+ 2.78	+318.53
	ON	+156.63	+ 3.2	+1.52	0.00971	+ 2.78 - 4.79	+154.62
	NII	+ 10.4	+ 1.08	+0.39	0.03780	+ 2.78 - 5.96	+ 7.22
	HI	-132.57	- 3.9	-1.9	0.01432	+ 2.78 - 1.88	-131.67
			$\Sigma$ -0.39	0.07591			
IV	OS	+103.83	+ 1.5	+0.52	0.00500	+ 4.79	+108.62
	SR	79.55	+ 1.65	+0.8	0.01006	+ 4.79	+ 84.34
	RN	- 9.47	- 0.89	-0.32	0.03379	+ 4.79 - 0.7	- 3.98
	NO	-156.65	- 3.2	-1.52	0.00970	+ 4.79 - 2.79	-154.62
				$\Sigma$ -0.52	0.05856		
V	BH	- 8.33	- 0.7	-0.35	0.04208	+ 3.15 - 1.88	- 7.06
	HG	+107.78	+ 5	+2.35	0.01800	+ 3.15 - 5.96	+104.97
	GC	- 8.53	- 0.65	-0.22	0.02579	+ 3.15 - 0.72	- 6.1
	CB	117.7	+ 5	-2.56	0.02175	+ 3.15	-114.55
				$\Sigma$ -0.65	0.11134		
VI	IIN	- 10.4	- 0.95	-0.34	0.03269	+ 5.96 - 2.78	- 7.22
	NM	+108.94	+ 2.9	+1.36	0.01248	+ 5.96 + 0.7	+114.8
	MG	+ 8.67	+ 0.78	+0.26	0.02999	+ 5.96 - 8.34	+ 6.29
	GH	-107.78	- 5	-2.35	0.02181	+ 5.96 - 3.15	-104.97
				$\Sigma$ -1.07	0.09697		
VII	NR	+ 9.47	+ 0.89	+0.32	0.03379	- 0.70 - 0.49	+ 3.98
	RO	+ 73.5	+ 2.5	+1.12	0.01524	- 0.70	+ 72.8
	OM	- 0.61	- 0	0	0	- 0.70 + 0.15	- 1.16
	MN	-108.94	- 2.9	-1.36	0.01248	- 0.70 - 5.46	-114.8
				$\Sigma$ +0.08	0.06144		

MALLA	TRAMO	$Q_g$ lt/seg	J mt/1000 mt	$h_L$ mt	$\frac{h_L}{Q_g}$	$\Delta$	$Q_g$ lt/seg
VIII	YC	27	-6.5	-2.6	0.09811	+ 1.45	-26.55
	CD	+ 55.95	+3.4	+1.78	0.03181	+ 0.45 - 0.72	+55.68
	DY	+ 14.34	+1.98	+0.67	0.04672	+ 0.45	+14.79
	XV	- 3.56	-0	0	0	+ 0.45	- 3.11
				$\Sigma$ -0.15	0.17664		
IX	CF	+ 8.53	+0.65	+0.22	0.02579	+ 0.72 - 3.15	+ 6.1
		+ 98.02	+4.35	+2.28	0.02326	+ 0.72 - 8.34	+90.4
	FD	- 17.01	-2.5	-0.9	0.05291	+ 0.72	-16.29
	DC	- 55.95	-3.4	-1.78	0.03181	+ 0.72 - 0.45	-55.68
				$\Sigma$ -0.18	0.13377		
X	GM	8.67	-0.78	-0.26	0.02999	+ 8.34 - 5.96	- 6.29
	ML	+ 76.53	+2.75	+1.41	0.01842	+ 8.34 + 0.15	+85.02
	LF	- 1.57	0	0	0	+ 8.34 + 0.88	+ 5.89
	TG	- 98.02	-4.35	-2.28	0.02478	+ 8.34 - 0.72	-90.4
				$\Sigma$ -1.13	0.07319		
XI	MO	- 0.61	0	0	0	- 0.15 + 0.7	+ 1.16
	OP	+ 40.14	+2.6	+1.3	0.03239	- 0.15	+39.99
	PI	+ 5.82	+0.35	+0.12	0.02062	- 0.15 + 0.2	+ 5.87
	LI	- 76.53	-2.65	-1.4	0.01829	- 0.15 - 8.4	-85.02
				$\Sigma$ +0.02	0.07130		
XII	TI	+ 1.57	0	0	0	+ 0.88 - 8.34	- 5.89
	IK	+ 70.22	+5.6	+3.64	0.05184	+ 0.88 + 0.2	+71.3
	KI	+ 56.55	+3.7	+2.36	0.04173	+ 0.88	+57.43
	IL	73.01	-2.8	-3.43	0.09698	+ 0.88	-72.13
	EF	93.09	-4	-2.85	0.03061	+ 0.88	-92.21
				$\Sigma$ -0.28	0.17116		
XIII	IP	- 5.82	-0.35	-0.12	0.02061	- 0.2 + 0.15	- 5.87
	PI	+ 20.26	+3.7	+3.05	0.15054	- 0.2	+20.06
	TK	+ 11.58	+1.3	+0.85	0.07081	- 0.2	+11.38
	KI	- 70.22	-5.6	-3.64	0.05084	- 0.2 - 0.88	-71.3
				$\Sigma$ +0.11	0.29280		

APENDICE C

*Tablas, Figuras y Planos*

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
1.1: Lecturas de presiones tomadas en la red de agua potable del Cantón Machala el 17 de Agosto de 1973.	3
2.1: Período de diseño para estructuras hidráulicas y de aguas residuales.	14
2.2: Estimaciones de habitantes efectuado por personas e Instituciones de Machala.	17
2.3: Estimaciones de habitantes referida a los años transcurridos desde 1940.	20
3.1: Calidad de agua del Río Jubones y del Canal de riego Pasaje-Machala.	29
3.2: Precios de tuberías de Asbesto Cemento y costo de instalación.	37
3.3: Longitud equivalente total en la tubería de succión de la bomba de 450 mt <sup>3</sup> /hora	52
3.4: Longitud equivalente total en la tubería de succión de la bomba de 856 mt <sup>3</sup> /hora	54
3.5: Momentos de Inercia, Fuerza y longitud de ciertos miembros para una torre de 15 mt. de alto y 3 paneles.	109
3.6: Momentos de Inercia de Miembros principales para una torre de 30 mt y 6 paneles.	110

3.7:	Momentos de Inercia y Fuerza para una torre de 45 mt y 9 paneles.	110
3.8:	Pesos de los miembros para una torre de 15 mt de alto.	112
3.9:	Pesos de los miembros de una torre de 30 mt. de alto	113
3.10:	Pesos de los miembros de una torre de 45 mt de alto.	115
4.1:	Población presente, Población futura y consumo máximo horario del día de mayor consumo.	135
4.2:	Dimensionamiento en el cálculo para pérdidas de carga de 2 mt entre extremos.	144
4.3:	Diámetros cambiados en tabla 4-2.	145
4.4:	Costo de las redes principales de distribución estudiada.	150
C. 1:	Flujo de agua a través de tuberías de hierro "Schedule 40".	197
C.2:	Coeeficiente de Resistencia K y la correspondiente longitud equivalente L/D para tubería "Schedule 40".	198
C.3:	Longitud equivalente y L/D	199

- C.4: Monograma de caudales utilizando la fórmula de Hazen Williams y  $C_1 = 100$ . 200
- C.5: Valores promedio de la resistencia, Rígidez y ductibilidad de varios materiales estructurales. 201

CAIDA DE PRESION POR 100 PIE DE LONGITUD EN CAERIA

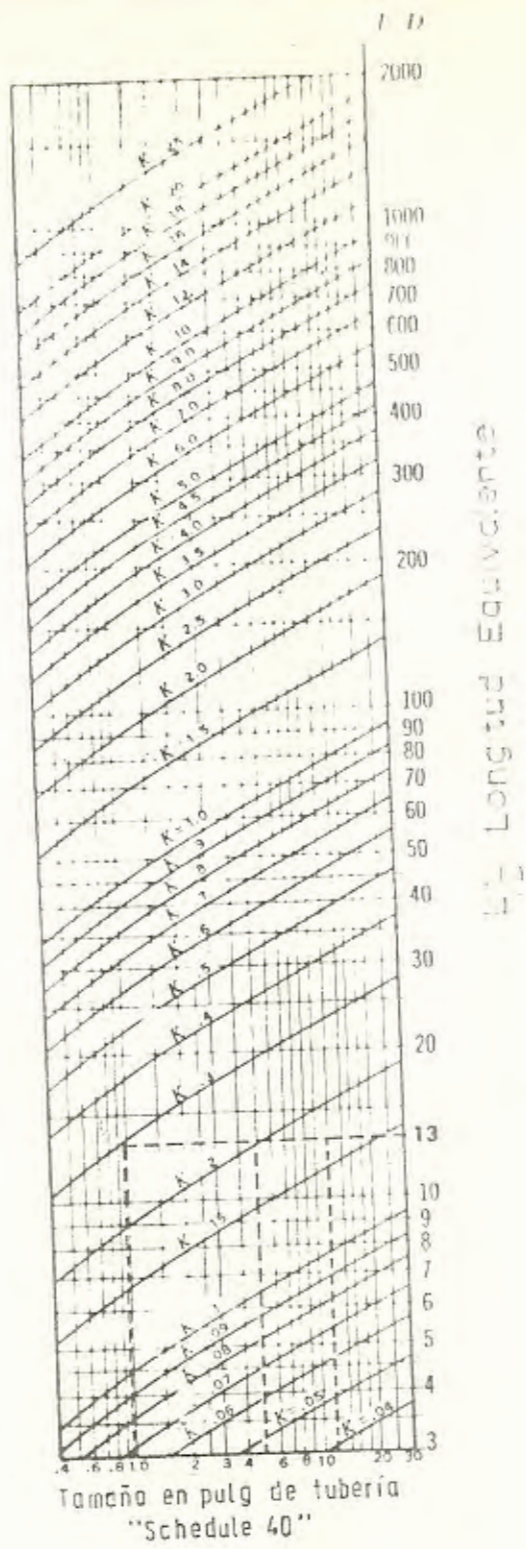
\*SCHEDULE 40" PARA AGUA A 15.6 °C

DESCARGA		1/2"		3/4"		1"		1 1/4"		1 1/2"	
GAL	PIE <sup>3</sup>	PIE	LB	PIE	LB	PIE	LB	PIE	LB	PIE	LB
MIN.	SEG.	Seg	Pulg <sup>2</sup>	Seg	Pulg <sup>2</sup>	Seg	Pulg <sup>2</sup>	Seg	Pulg <sup>2</sup>	Seg	Pulg <sup>2</sup>
2	0.000446	1.11	0.359	0.504	0.159	0.317	0.061	3/4"			
3	0.000698	1.67	0.514	0.672	0.210	0.423	0.086				
4	0.000891	2.23	0.670	0.840	0.261	0.528	0.111				
5	0.001111	2.87	0.826	1.01	0.312	0.633	0.140				
6	0.00134	3.49	0.981	1.18	0.363	0.744	0.171				
8	0.00178	4.52	1.31	1.54	0.476	0.844	0.207				
1	0.00223	5.05	1.47	1.68	0.519	0.902	0.215				
2	0.00440	11.29	3.04	3.36	1.04	1.81	0.409				
3	0.00668	17.43	4.51	5.04	1.53	2.71	0.614				
4	0.00891	23.57	5.98	6.72	2.02	3.61	0.819				
5	0.01114	29.71	7.45	8.40	2.51	4.51	1.024				
6	0.01337	35.85	8.92	10.08	3.00	5.41	1.229				
8	0.01782	48.47	11.89	13.44	4.08	7.27	1.634				
10	0.02228	56.61	14.76	16.80	5.16	9.13	2.039				
15	0.03342	84.92	22.14	25.44	7.74	13.71	3.058				
20	0.04456	113.23	29.52	34.08	10.32	18.29	4.077				
25	0.05570	141.54	36.90	42.72	12.90	22.87	5.096				
30	0.06684	169.85	44.28	51.36	15.48	27.45	6.115				
35	0.07798	198.16	51.66	60.00	18.06	32.03	7.134				
40	0.08912	226.47	59.04	68.64	20.64	36.61	8.153				
45	0.10026	254.78	66.42	77.28	23.22	41.19	9.172				
50	0.1114	283.09	73.80	85.92	25.80	45.77	10.191				
60	0.1337	370.81	98.40	114.24	34.40	60.35	13.588				
70	0.1560	458.53	123.00	142.56	43.00	74.93	16.985				
80	0.1782	546.25	147.60	170.88	51.60	89.51	20.382				
90	0.2005	633.97	172.20	199.20	60.20	104.09	23.779				
100	0.2228	721.69	196.80	227.52	68.80	118.67	27.176				
125	0.2745	902.16	246.00	284.64	85.32	147.85	34.273				
150	0.3312	1082.63	295.20	341.76	101.84	177.03	41.370				
175	0.3879	1263.10	344.40	398.88	118.36	206.21	48.467				
200	0.4446	1443.57	393.60	456.00	134.88	235.39	55.564				
225	0.5013	1624.04	442.80	513.12	151.40	264.57	62.661				
250	0.5580	1804.51	492.00	570.24	167.92	293.75	69.758				
275	0.6147	1984.98	541.20	627.36	184.44	322.93	76.855				
300	0.6714	2165.45	590.40	684.48	200.96	352.11	83.952				
325	0.7281	2345.92	639.60	741.60	217.48	381.29	91.049				
350	0.7848	2526.39	688.80	798.72	234.00	410.47	98.146				
375	0.8415	2706.86	738.00	855.84	250.52	439.65	105.243				
400	0.8982	2887.33	787.20	912.96	267.04	468.83	112.340				
425	0.9549	3067.80	836.40	970.08	283.56	498.01	119.437				
450	1.0116	3248.27	885.60	1027.20	300.08	527.19	126.534				
475	1.0683	3428.74	934.80	1084.32	316.60	556.37	133.631				
500	1.1250	3609.21	984.00	1141.44	333.12	585.55	140.728				
550	1.2375	4098.54	1116.00	1305.60	381.60	673.65	163.915				
600	1.3500	4587.87	1248.00	1470.00	430.08	761.75	187.102				
650	1.4625	5077.20	1380.00	1634.40	478.56	849.85	210.289				
700	1.5750	5566.53	1512.00	1798.80	527.04	937.95	233.476				
750	1.6875	6055.86	1644.00	1963.20	575.52	1026.05	256.663				
800	1.8000	6545.19	1776.00	2127.60	624.00	1114.15	279.850				
850	1.9125	7034.52	1908.00	2292.00	672.48	1202.25	303.037				
900	2.0250	7523.85	2040.00	2456.40	720.96	1290.35	326.224				
950	2.1375	8013.18	2172.00	2620.80	769.44	1378.45	349.411				
1000	2.2500	8502.51	2304.00	2785.20	817.92	1466.55	372.598				
1100	2.4750	9481.74	2568.00	3072.00	896.16	1618.75	414.985				
1200	2.7000	10460.97	2832.00	3358.80	974.40	1770.95	457.372				
1300	2.9250	11440.20	3096.00	3645.60	1052.64	1923.15	499.759				
1400	3.1500	12419.43	3360.00	3932.40	1130.88	2075.35	542.146				
1500	3.3750	13398.66	3624.00	4219.20	1209.12	2227.55	584.533				
1600	3.6000	14377.89	3888.00	4506.00	1287.36	2379.75	626.920				
1700	3.8250	15357.12	4152.00	4792.80	1365.60	2531.95	669.307				
1800	4.0500	16336.35	4416.00	5079.60	1443.84	2684.15	711.694				
1900	4.2750	17315.58	4680.00	5366.40	1522.08	2836.35	754.081				
2000	4.5000	18294.81	4944.00	5653.20	1600.32	2988.55	796.468				

FLUJO DE AGUA A TRAVEZ DE TUBERIA

\*SCHEDULE\* 40

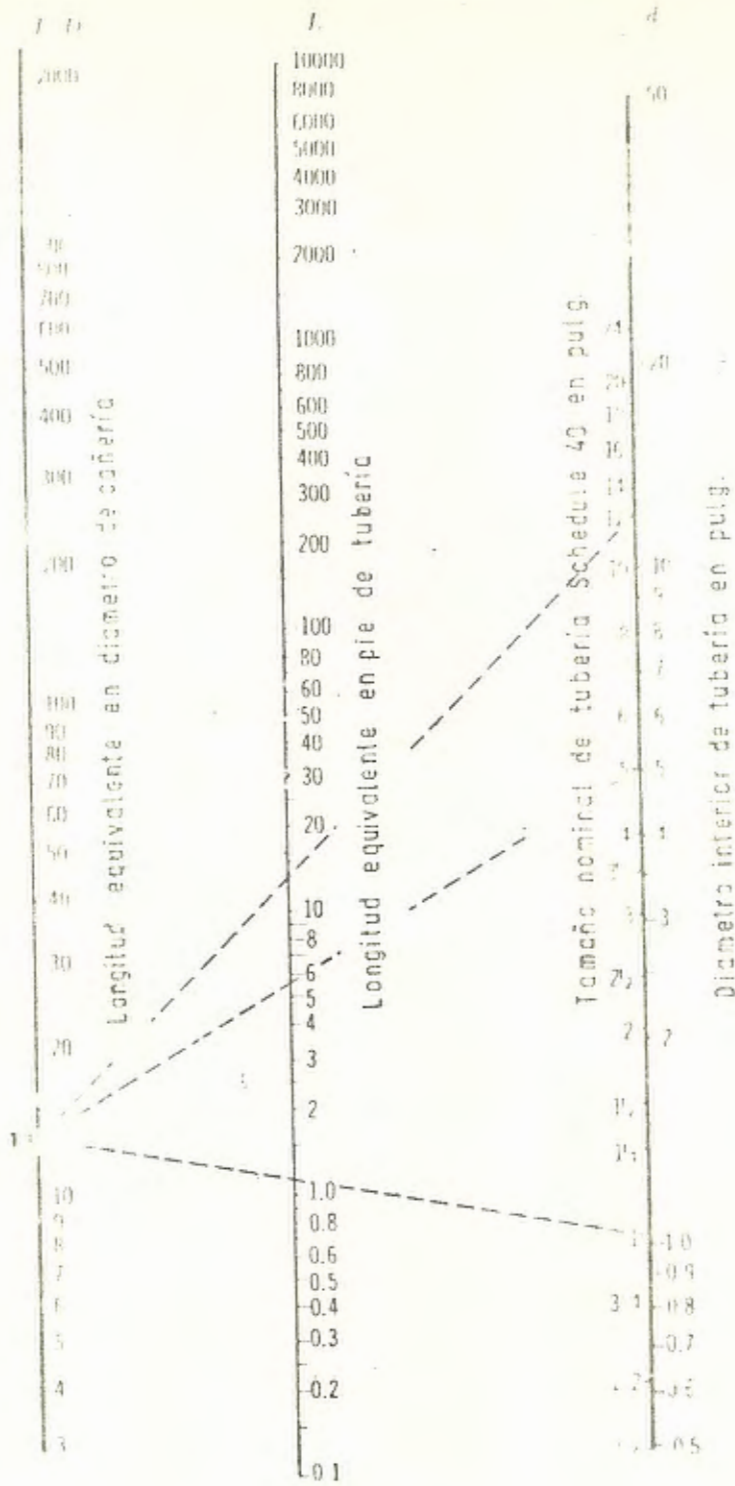
TABLA C-1



Coeficiente de Resistencia K y la correspondiente longitud equivalente  $L/D$  para tubería "Schedule 40" (3)

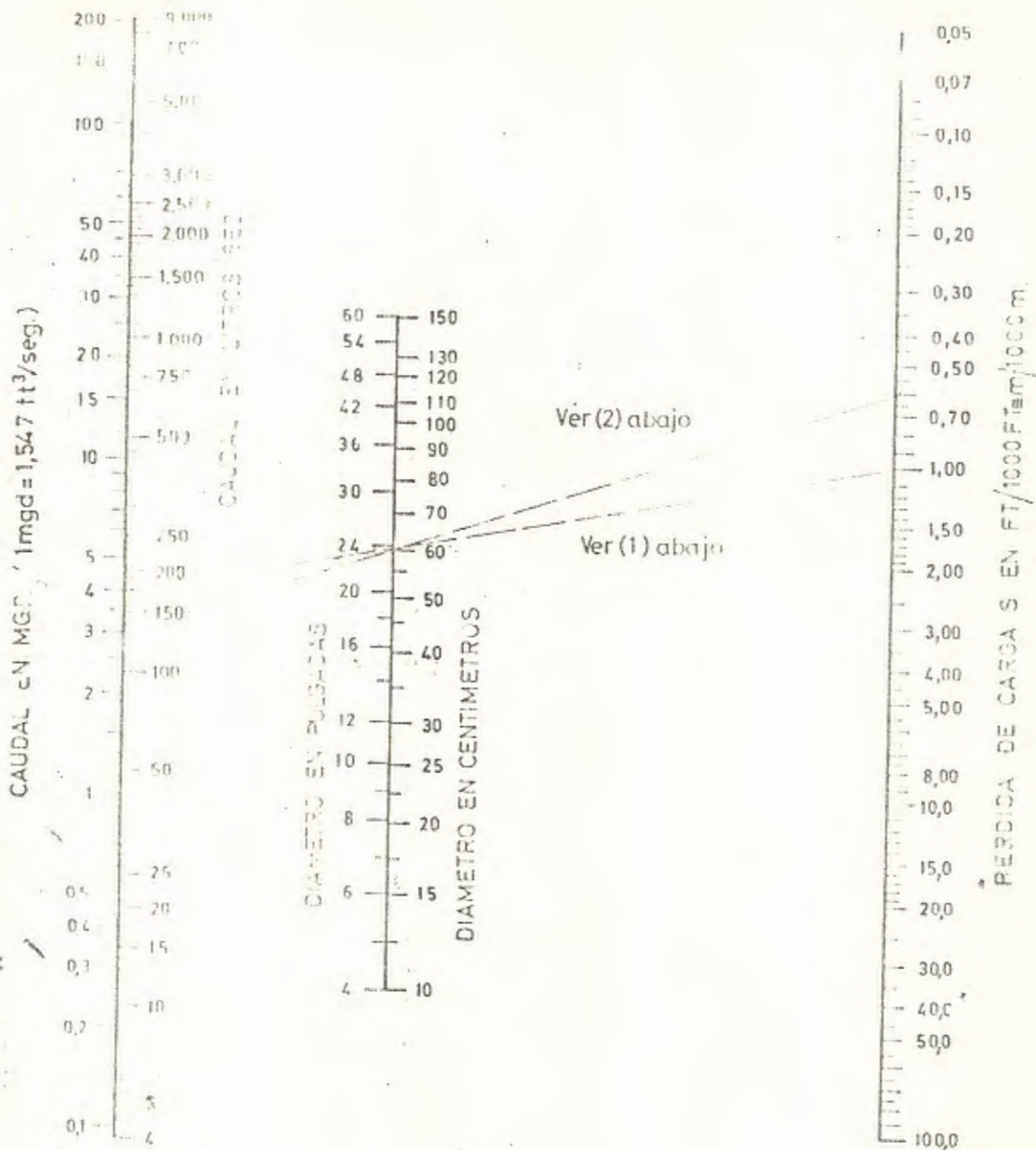
Tabla C-2





Longitud equivalente  $L$  y  $L/D$

Tabla C 3



MONOGRAMA DE CAUDALES UTILIZANDO LA FOR-

MULA DE HAZEN WILLIAMS Y  $C_1 = 100$

TABLA C-4

	Resistencia a la tracción (Kg/cm <sup>2</sup> )		Resistencia a la compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )		Resistencia al esfuerzo cortante (Kg/cm <sup>2</sup> )		Módulo de elasticidad (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Resistencia de fluencia (véase Art. 6)	Resistencia máxima	Resistencia de fluencia (véase Art. 6)	Resistencia máxima	Resistencia de fluencia (véase Art. 6)	Resistencia máxima	A tracción y compresión	A esfuerzo cortante
Hierro dulce, con el pelo, comercial	2 100	3 500	2 400	(*)	1 200	2 800	1 800 000	700 000
Acero estructural (aproximadamente 90% de carbono) laminado en caliente	2 450	4 550	2 450	(*)	1 470	3 450	2 100 000	810 000
Acero estructural (aproximadamente 90% de carbono) laminado en caliente	4 200	7 200	4 200	(*)	2 520	5 950	2 100 000	810 000
Acero al carbono níquel (SAE 5145), estado normalizado (carbono 0,45%, níquel 0,25%, manganeso 0,35%, silicio 0,03%, fósforo 0,01%, azufre 0,005%)	3 850	7 200	3 850	(*)	2 100	4 550	2 100 000	810 000
Acero al carbono níquel (SAE 5145), estado normalizado (carbono 0,45%, níquel 0,25%, manganeso 0,35%, silicio 0,03%, fósforo 0,01%, azufre 0,005%)	7 200	9 100	7 200	(*)	4 550	1 650	2 100 000	810 000
Aluminio 99,99% puro	.....	1 100	.....	5 350	.....	2 100	1 020 000	420 000
Aluminio 99,99% puro	.....	3 450	.....	6 300	.....	3 850	1 400 000	560 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	2 800	4 650	2 450	(*)	1 680	.....	950 000	420 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	2 800	4 200	2 450	(*)	1 680	.....	810 000	350 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	2 450	4 650	2 450	(*)	1 510	2 520	700 000	295 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	2 100	2 950	1 900	(*)	1 120	1 400	455 000	182 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	3 150	5 950	2 800	(*)	1 750	3 500	1 750 000	665 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	3 150	4 600	.....	.....	.....	.....	.....	210 000
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	.....	.....	.....	2 150	.....	.....	175 000	.....
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	.....	.....	.....	Paralela a las fibras	.....	.....	.....	.....
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	.....	.....	280	320	.....	50	105 000	.....
Aluminio * laminado (resistencia 99% de fluencia y 99% de esfuerzo)	.....	.....	350	630	.....	95	140 000	.....

Valores promedio de la resistencia, rigidez y ductilidad de varios materiales estructurales.

Tabla C-5

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
1.1: Crecimiento idealizado de población	13
2.2: Curva ajustada de población de la ciudad de Machala.	22
3.1: Definiciones en el Sistema de Bombeo	31
3.2: Esquema gráfico de C.S.P.N. requerida, pérdidas, elevación estática y presión de succión estática.	35
3.3: Posible curva ajustada de variación del costo de tubería de Asbesto Cemento.	39
3.4: Curva de variación del costo de Tubería de Asbesto Cemento.	43
3.5: Accesorios en las tuberías de Succión de las bombas.	50
3.6: Forma del tanque elevado.	63
3.7: Esquema de la parte cilíndrica del tanque.	67
3.8: Techo del tanque elevado	70
3.9: Sector cónico del techo.	71
3.10: Cargas superpuestos en el sector cónico del techo.	76
3.11: Cargas separados en el sector cónico del	77

terc

3.12: Longitud efectiva de columnas con diferentes condiciones de soporte en sus extremos.	80
3.13: Coordenadas en un sistema octogonal de mano derecha.	81
3.14: Esquema general del tanque elevado.	83
3.15: Gráfica de variación de las fuerzas que actúan en el fondo del tanque.	84
3.16: Círculo de Mohr de los esfuerzos en un plano cualquiera del piso esférico del tanque.	85
3.17: Estructura de la torre seleccionada.	87
3.18: Cambios hechos en la estructura original, para transformarla en determinada.	89
3.19: Notación de barra y paneles de la estructura.	91
3.20: Cargos de peso en el primer panel.	94
3.21: Cargos de peso en el segundo panel.	96
3.22: Fuerzas en el nudo C	96
3.23: Cargos sísmicos en el primer panel	97
3.24: Fuerzas en el segundo panel por carga sísmica.	99

- 3.25: Fuerzas en los miembros causados por  
103
- 3.26: Miembros donde se presentan fuerza a  
causa de carga sísmica. 104
- 3.27: Variación del costo del tanque eleva-  
do y torre con la altura. 117
- 3.28: Cargas y Reacciones que intervienen en  
la torre estáticamente determinada. Nu-  
meración de nudos y barras para progra-  
ma Stress. 120
- 3.29: Condiciones de apoyo de columnas 126
- 4.1: Habitantes que contiene cada malla y  
área adyacente. 131
- 4.2: Número de habitantes que cada nudo ser-  
viría actualmente. 132
- 4.3: Consumo que tendría cada nudo en el año  
2.000, lt/seg. 137
- 4.4: Consumo parcial de cada tramo para el  
año 2.000, lt/seg. 140
- 4.5: Caudales totales que circula por los tra-  
mos para obtener una diferencia de pre-  
sión de 2 mt de agua,  $Q = \text{lt/seg.}$  141
- 4.6: Caudales transformados para usar la ta-  
bla y obtener una diferencia de pre-  
sión de 2 mt de agua,  $Q = \text{lt/seg.}$  143

- 4.7: Caudales totales para obtener una diferencia de presión de 10 mt y 20 mt de agua,  $Q = \text{lt/seg.}$  147
- 4.8: Caudales transformados para usar las tablas C-4, en el cálculo de la obtención de una diferencia de presión de 10 mt y 20 mt de agua. 148
- 4.9: Gráfica de la variación del costo de la red con las diferencias de presiones. 152
- 4.10: Curva de la suma de las curvas: de variación del costo de la red de distribución más la curva de variación del costo de la torre y tanque elevado. 153
- 4.11: Dimensionamiento de la red principal de distribución recomendada. 157

## LISTA DE PLANOS

Pág.

- Nº 1. Sistema de distribución de agua  
fente. 207
- Nº 2. Diagrama de Maxwell para la toma de  
aguas de 30 mt. 208.
- Nº 3. Esqueleto principal del Sistema de  
distribución principal para la ciudad  
de Machala. 209
- Nº 4. Número de habitantes por manzana en  
Machala. 210



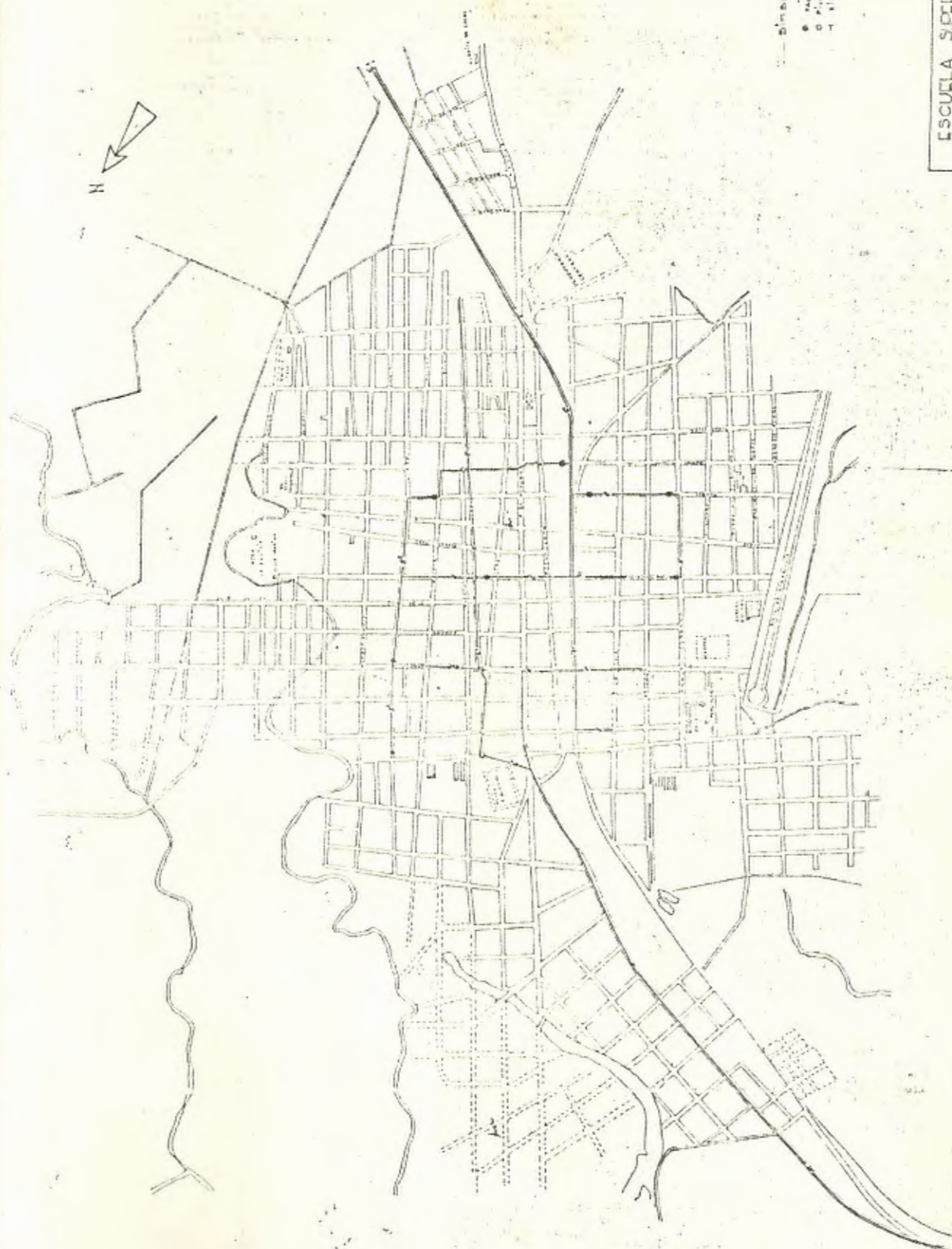
Simbología

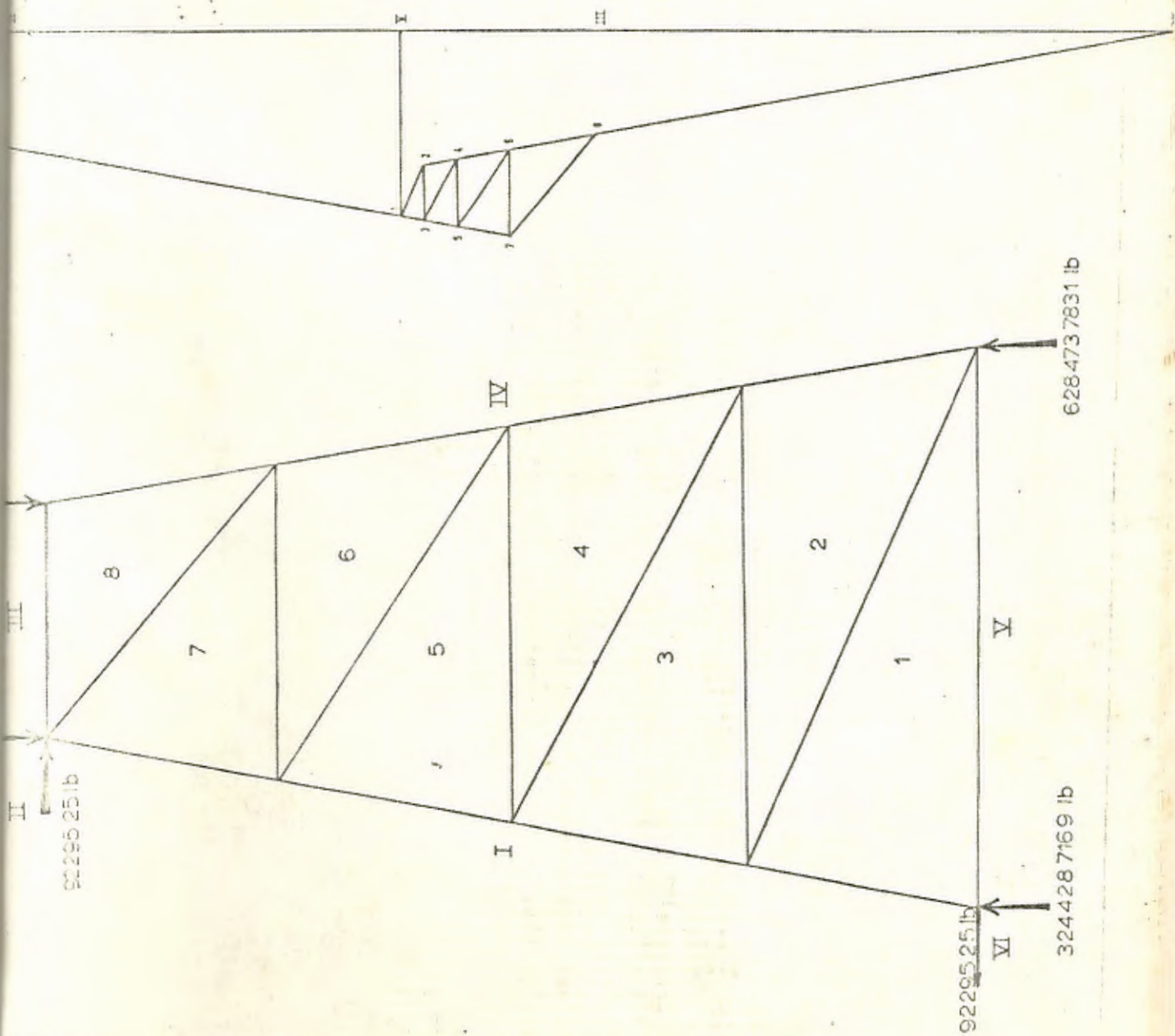
- ANULLA
- PISTA PERIFÉRICA
- TUBERÍA

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

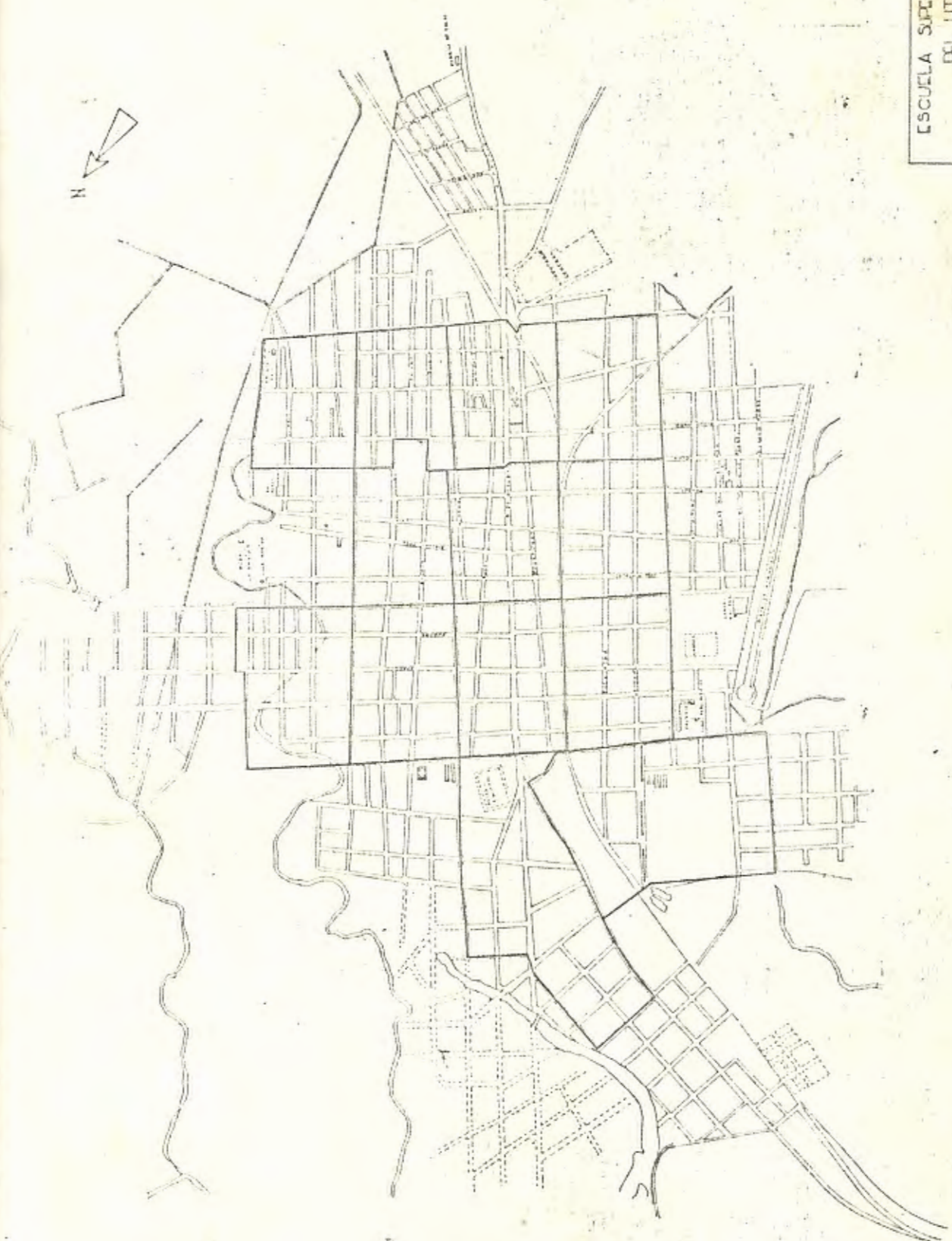
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EXISTENTE

PROYECTO	ESTUDIO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
FECHA	1950
ELABORADO POR	ING. JOSÉ A. GARCÍA
ESCALA	1:10,000





ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL	
DIBUJO DE MANEJO PARA LA TORRE DE AGUA DE 30 M	
PROYECTO	REFERENCIA
DIBUJO	REFERENCIA



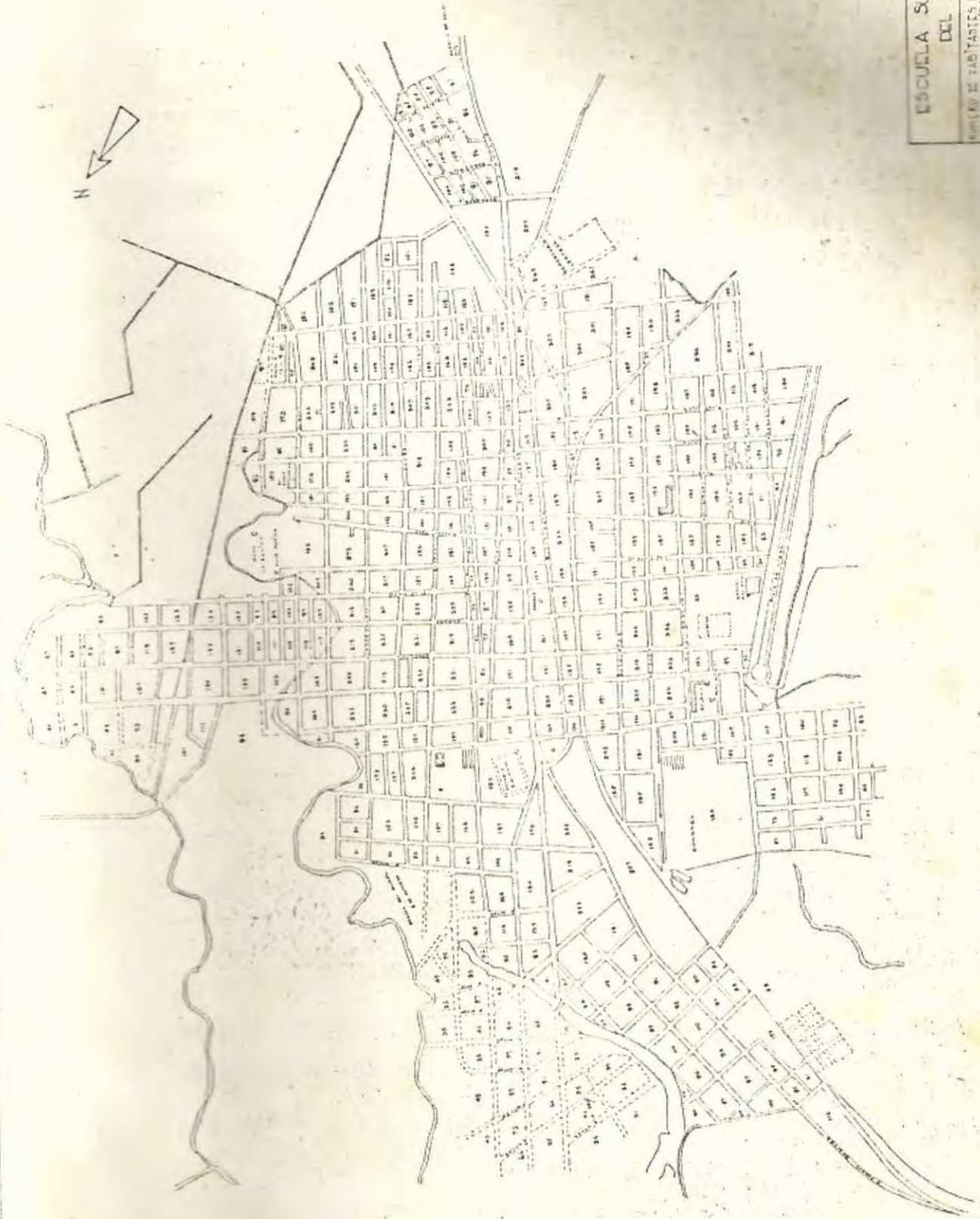
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA  
DEL LITORAL

BOGOTÁ, COLOMBIA	
BOGOTÁ, COLOMBIA	
PROYECTO	PLAN DE CALLES
PROYECTADO POR	ING. JOSÉ A. GONZÁLEZ
PROYECTADO EN	BOGOTÁ, COLOMBIA
PROYECTADO A	1:5400
PROYECTADO EN	1933

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA  
 DEL ITCRAL

NUMERO DE HABITANTES POR CANTARINA EN PACHANA

Escuela Superior Politécnica del ITCRAL  
 PACHANA  
 P. O. BOX 1000  
 Toluca, Estado de México



## BIBLIOGRAFIA

1. Fair, G., Geyer J. CH. y Okun D.A. "ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES"; pág. 137a 147; Volumen 1, Editorial Limusa - Wille, S.A., México 1968.
2. Streeter, Víctor L., "MECANICA DE LOS FLUIDOS"; pág. 40, de 424 a 432, 710; Libros Mc Graw Hill de México S.A. de C.V., México 1971.
3. Crane Co. "VALVES - FITTING"; Pág. 419 a 424; Catálogo N° 60, U.S.A. 1960.
4. Hicks, Tyler G. "BOMBAS SU SELECCION Y APLICACION"; Pág. 113, 27, 134; Compañía Editorial Continental S.A. México de 22 VI, 1967.
5. Turney, F.E. - Rusell H.L., "PUBLIC WATER SUPPLIES"; Pág. 568; Cuarta Edición, John Willey & Sons, Inc., New York, 1944.
6. Instituto de Obras Sanitarias de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, "ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A COMUNIDADES RURALES"; Pág. 169 170, 311; Publicación N° 1.
7. García Arduña, M. "PROBLEMAS GRAFICOS Y NUMERICOS DE GEOMETRIA"; Pág. 340, 337; Librería y Casa Editorial Hernando, S.A., Madrid 1968.

8. Den Hartog, J.P. "ADVANCED STRENGTH OF MATERIALS.; Pág. 73; Prentice - Hall Book Company, 1952.
9. Brownell, L.E. - Young, E.H., "PROCESS EQUIPMENT DESIGN"; Pág. 21, 46, 64, 67, 355, 353, 354; John Willey & Sons, Inc. 1959.
10. Popov, E.P. "INTRODUCTION TO MECHANICS OF SOLID"; Pág. 526, 528; Prentice - Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1968.
11. American Institute of Steel Construction, Inc. "MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION"; Pág. 1-15, 1-17, 1-83, 2-120, 5-16, 1-11, 5-23; 6ª Edición, U.S.A.
12. Singer, S.L. "RESISTENCIA DE MATERIALS.; Pág. 24; Ediciones del Castillo S.A., Madrid, 1971.
13. Norris, Ch. H. - Wilbur, J.B. "ANALISIS ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS"; Pág. 59, 143, 285, Segunda Edición, Libros Mc Graw Hill, Ediciones del Castillo S.A.
14. Cauvin, A. - Didier, G., "DISTRIBUCION DE AGUA EN LAS AGLOMERACIONES"; Pág. 393, 397; Editorial Reverté, S.A. Barcelona, España, 1964.
15. Lázaro Urra. - Alberto Fesser, "HIDROLOGIA URBANISTICA" pág. 661 : Editorial Dossat, S.A., Plaza de Santa Ana;

9, Madrid

16. Alf Puger "ELEMENTARY STATIC OF SHELL"; Pág. 7 a 38;  
Second Edition, F.W. Dogge Corporation, New York,  
1961.