

870115

19
24

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE DE LA
POBLACION DE ACAPONETA, NAYARIT.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JOAQUIN GERARDO SANCHEZ OSANTE
GUADALAJARA, JAL., 1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

CAPITULO 1 ----- GENERALIDADES.	
A) Aspectos fisiográficos.	2.
B) Aspectos demográficos.	4
C) Sector agropecuario y forestal.	5
D) Sector asentamientos humanos.	7
E) Sector comercio.	8
F) Sector comunicaciones y transportes.	9
G) Sector salud y seguridad social.	11
H) Sector educación, cultura, ciencia y tecnología.	11
CAPITULO 2 ----- POBLACION FUTURA.	
A) Introducción.	14
B) Datos censales.	14
C) Métodos analíticos.	15
D) Método gráfico.	18
E) Promedio de población futura.	19
CAPITULO 3 ----- CALCULO DE CAUDALES.	
A) Diferentes usos del agua.	21
B) Dotación específica.	22
C) Consumos y gastos.	23
CAPITULO 4 ----- FUENTES DE ABASTECIMIENTO.	
A) Introducción.	26
B) Pozo profundo.	26
CAPITULO 5 ----- CONDUCCION.	
A) Línea económica de bombeo.	31

CAPITULO 6 -----	REGULACION.	
A)	Cálculo del volumen del tanque.	35
B)	Diseño estructural del tanque.	41
CAPITULO 7 -----	CALCULO DE LA RED PRINCIPAL DE LA POBLACION DE ACAPONETA MAYARIT.	
A)	Cálculo de la red de distribución de Acaponeta Mayarit.	54
CAPITULO 8 -----	PRESUPUESTO DE LA RED DE DISTRIBUCION.	
A)	Presupuesto de la red de distribución.	76
BIBLIOGRAFIA.		82
ANEXOS.		83

C A P I T U L O I

GENERALIDADES

A).- ASPECTOS FISIOGRAFICOS.

La ciudad de Acaponeta fué fundada por los tepehuanos sobre la margen del Río Acaponeta.

Acaponeta y Acaponetlón significa "Junto al Río". Se le conoce popularmente como "Ciudad de las gardenias", debido a la abundancia de estas flores blancas y aromáticas en la región.

El municipio de Acaponeta se localiza en la parte Norte del Estado de Nayarit. Es cabecera municipal - del municipio del mismo nombre y limita al Norte con el Municipio de Huajicori, al Norte con el municipio de Rosamorda, al Oriente con el Estado de Durango y municipio de El Nayar. Su extensión geográfica es de 1'333,709 kilómetros cuadrados.

Sus coordenadas geográficas para la localización de la esfera terrestre son:

Latitud Norte 22°30'

Latitud Oeste del Meridiano de Greenwich -
105°21'.

Altitud sobre el nivel del mar 50 mts.

El Río Acaponeta es una de las fuentes hidrológicas importantes que se tienen, su caudal es continuo y en forma muy abundante, su aprovechamiento para riego y para satisfacer las necesidades de uso doméstico e industrial

son determinantes para la economía de la población. Nace en la Sierra de Durango y desemboca en el Océano Pacífico sobre la boca de Teacapan, se localiza al este del poblado a 600 mts, del mismo se caracteriza por ser divagante y en sus corrientes extraordinarias se registran una en 1926 y 1969, ambas causaron inundaciones y pérdidas cuantiosas en la población.

El clima que predomina en la región es cálido sub-húmedo con temperaturas que oscilan de la siguiente forma:

Temperatura Media Anual 25°.
Temperatura Máxima Extrema 40°.
Temperatura Mínima Extrema 6°.

El período de lluvias se presenta en los meses de Julio a Septiembre con lluvias extraordinarias en los meses de Diciembre y Enero.

La precipitación pluvial anual es de 1,000 mm.

La dirección de los vientos es del Sureste al Noroeste.

En el municipio de Acaponeta dan al suelo los siguientes usos.

- Uso Agrícola: el suelo usado en esta actividad se encuentra distribuido de la siguiente manera:

En tierras de riego con siembras constantes se tienen aproximadamente 3'455.5 hectáreas;

en tierras de temporal con siembras anuales se tienen aproximadamente 13,301 hectáreas.

Los distritos de riego ocupan un área de - 4,833.5 hectáreas. De ellos se utilizan - efectivamente 2,869 hectáreas.

- Uso Pecuario:

En esta actividad se emplean aproximadamente 32,527 hectáreas, las cuales son de uso ex tensivo.

- Uso Forestal:

En esta actividad se emplean aproximadamente 98,194 hectáreas, en las cuáles las especies más importantes son pino, encino, palapa y - mangle.

- Uso Mineral:

La actividad minera en el municipio se localiza en El Motaje y El Carrizo, donde se ex plota oro, plata, cobre, zinc y plomo.

B).- ASPECTOS DEMOGRAFICOS.

El municipio de Acaponeta cuenta con una po blación total de 35,866 habitantes, que representan el 4.9% de la población total del Estado. De ellos, 17,942 son hom bres y 17,924 mujeres. El crecimiento histórico de la po

blación ha mostrado incrementos irregulares por decenio, observándose entre 1950 y 1960 una tasa media de crecimiento de 0.48% anual, entre 1960 y 1970 de 3.1% y de 1.9% entre 1970 y 1980.

Su estructura por grupos de edad muestra que el 57.6% de la población total tiene de 0 a 19 años; el 35.8% del total de la misma cuentan entre 20 y 59 años y el 6.6% restante se comprende entre la población de 60 años o más.

De los 35,866 habitantes con que cuenta el municipio, corresponden 15,272 personas a la población urbana (42.6%) y 20,594 (57.4%) a población rural.

En cuanto a la población en edad activa (12 años o más), ésta suma la cantidad de 22,838 personas, de las cuales 9,797 (42.9%) está considerada como económicamente activa y 13,041 personas (57.1%) como económicamente inactiva.

C) SECTOR AGROPECUARIO Y FORESTAL.

El municipio de Acaponeta cuenta con una superficie total de 133,371 hectáreas, de las cuales se estima que el 17.4% son de uso agrícola, el 19.5% de uso ganadero, el 55.9% de uso ganadero-forestal, al 2.4% de uso forestal y el 4.8% restante, comprende terrenos incultos improductivos.

De las 23,207 hectáreas consideradas de uso agrícola, el 13.41% son de riego y el 86.6% son de temporal.

La superficie cosechada de los principales cultivos en 1981 ascendió a 20,283 hectáreas, de las que 42.5% corresponde a frijol, el 28% a sorgo grano, el 20% a maíz, el 9% a tabaco y el 0.4% a otros cultivos como ajonjolí y cacahuate principalmente.

Actualmente la actividad pecuaria ocupa una superficie estimada de 26,007 hectáreas de uso ganadero, mas una superficie de 74,854 hectáreas de doble propósito; lo cual conforma para dicha actividad una superficie total de 100,561 hectáreas, que representan el 75% de la superficie total del municipio.

El inventario ganadero de 1981 está representado por 43,670 cabezas, de las cuales 30,613 (70%) corresponde a ganado bovino, 5,157 (11.8%) a porcinos, 6,216 cabezas (14.2%) a equinos, 1,244 (2.8%) a caprinos y 440 cabezas (1.2%) corresponde a los ovinos.

En el renglón avícola el municipio cuenta con 3,624 aves productoras de carne y 10,352 aves productoras de huevo, las que en 1981 produjeron 6 toneladas de carne en pié y 153 toneladas de huevo.

En la actividad apícola se dispone de 439 colmenas, mismas que en 1981 produjeron 13 toneladas de miel.

En el renglón frutícola, el municipio de Acajoneta cuenta con una superficie cosechada de 674 hectáreas, siendo sus principales productos el mango, el cual representa 400 hectáreas, el tamarindo 125 hectáreas, el plátano 88 hectáreas, el limón 40 hectáreas y las 121 hectáreas restan

tes corresponden a otros frutales principalmente aguacate y papaya.

Conforme a la distribución del uso del suelo, la actividad forestal en el municipio de Acaponeta es - de 74,554 hectáreas de uso forestal y 3,201 hectáreas de - uso ganadero-forestal, que en su conjunto representan el - 58% de la superficie total del municipio.

Los volúmenes de producción forestal en 1980, estuvieron dados por 1,430 M³ en rollo de especies maderables, de las cuáles el 91% fueron de pino, el 7% de mangle y el 2% de caoba.

D).- SECTOR ASENTAMIENTOS HUMANOS.

Dicha población se encuentra asentada en 135 localidades, de las cuáles sólo una se encuentra comprendida en el rango de población urbana y corresponde precisamente a la cabecera municipal que concentra un total de 15,272 habitantes, el resto se asienta en 134 localidades, cuyo - rango de población varía entre 1 y 2,499 habitantes.

Para el año de 1980 el municipio de Acaponeta contaba con 6,389 viviendas, de las cuales 6,377 eran vivendas particulares y 12 eran viviendas colectivas.

De las 6,377 viviendas particulares, 4,845 - (76%) son propias, 961 viviendas (15.1%) son rentadas y 571 viviendas (8.9%) son prestadas ó en otra situación.

En la cabecera municipal, Acaponeta, existen

para 1980 un total de 2,115 viviendas, con una densidad habitacional de 5.6 personas por vivienda. Del total de viviendas, 1,269 (60%) están en condiciones aceptables, no así el 40% restante, 846 viviendas.

En el resto del municipio, el tipo de vivienda predominante es aceptable, sin embargo priva una situación habitacional de desequilibrio entre los meros rural y urbano, ya que en el último, el tamaño, número y calidad de las viviendas permiten asegurar un nivel adecuado de bienestar y condiciones normales de ocupación. En el medio rural los déficits absolutos de viviendas y la calidad de las mismas, provocan altos índices de hacinamiento.

En la totalidad del municipio se requieren nuevas viviendas, ya que debido a la escasez de éstas, se encuentran dos o tres familias habitando una misma casa.

E).- SECTOR COMERCIO.

La actividad comercial del municipio se desarrolla a través de 402 comercios al por menor y 24 al por mayor, haciendo un total de 426 establecimientos comerciales.

Las principales fuentes de ingreso se derivan de la Agricultura e industria, entre los cultivos que se tienen es Maíz, Frijol, Calabaza, Chile, Jitomate, Melón, Sandía, Pepino y Hortalizas.

Para llevar a cabo la comercialización de dichos productos, solamente localizamos un mercado municipal.

Esta infraestructura es insuficiente para la población del municipio y para la actividad comercial actual.

La distribución de productos está apoyada - por la siguiente infraestructura: 2 tiendas rurales y una tienda urbana, 3 tiendas en total diseminadas en las localidades de mayor movimiento comercial.

Para el almacenamiento, el municipio cuenta con una bodega rural perteneciente a ANDSA, con una capacidad de 10,000 toneladas.

Es importante señalar que se tiene un centro de industria importante para la elaboración de la MASECA, - la cual ocupa 150 personas en forma permanente y varios eventuales, su producción media es de 270 toneladas diarias.

F).- SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

Acaponeta cuenta con una red carretera de - 124.3 kilómetros, de los cuales 37.3 kilómetros están pavimentados y 87.0 kilómetros revestidos.

Esta carretera va desde Acaponeta al entronque con la Carretera Internacional No. 15 México-Nogales, - con ramales a todos los ejidos y demás localidades.

Acaponeta cuenta con una estación de ferrocarril, esta vía férrea atraviesa al municipio de Sur a Norte, transportando a un considerable número de pasajeros y grandes volúmenes de mercancías.

Acaponeta cuenta con una pista de aterrizaje

construida de 1978, en donde sólo aterrizan pequeños aviones o avionetas. Este servicio se utiliza para transporte de pasajeros a la ciudad de Tepic y a la zona serrana esporádicamente.

El transporte público local de Acaponeta está formado por taxis y camiones urbanos que movilizan a los habitantes de una población a otra. El transporte público foráneo está constituido por autobuses de primera y segunda clase y por taxis.

Para 1981 Acaponeta cuenta con servicio telefónico local y de larga distancia, se suman un total de 989 líneas en servicio y hasta el año referido ninguna línea disponible.

Para el servicio telegráfico tiene a su disposición 2 establecimientos: una administración y una oficina telefónica.

Además Acaponeta posee 6 oficinas postales, una administración en la cabecera del municipio y 5 agencias en las localidades de mayor importancia.

El municipio cuenta con una radiodifusora local (XETH) y se escucha la FM procedente de la emisora de Tepic, la AM radio Atlán y todas las emisoras de Tepic, Tuxpan y otras más.

La telecomunicación la reciben a través de las señales de TRM (Televisión Rural Mexicana) y de los canales 2, 5 y 13 y eventualmente el canal 7 de Mazatlán.

Acaponeta tiene comunicación a través de la

prensa, pues edita 2 periódicos: "El Eco de Nayarit" y "El Guía de Acaponeta".

G).- SECTOR SALUD Y SEGURIDAD SOCIAL.

Para la prestación de servicios se tienen - centros públicos y privados en los cuales destacan:

- a) Clínica del Instituto Mexicano del Seguro Social.
- b) Clínica de la Secretaría de Salud.
- c) Consultorio para derechohabientes del - ISSSTE.
- d) Consultorio Ocho de Medicina General.
- e) Seis consultorios dentales.
- f) Una clínica particular.

Otros servicios importantes son:

Un rastro municipal, dos cines, 2 iglesias, - seis hoteles, dos casas de huéspedes, tres billares, una biblioteca, 2 parques y jardines, seis casas para materiales de construcción, cuatro ferreterías y una gran variedad de comercios.

H).- SECTOR EDUCACION, CULTURA, CIENCIA Y TECNOLOGIA.

El municipio de Acaponeta cuenta con una población de 6 años y más de 29,610 habitantes, de los cuales 24,561 (82.9%) son alfabetas y 5,049 (17.1%) son analfabetas.

De esta población analfabeta, 1,588 habitan-

tes (31.5%) se encuentran dentro de los rangos de población escolar (6-14 años), los cuales tienen como característica no saber leer y escribir, mientras que 3,461 personas -- (68.5%) se encuentran dentro de la población analfabeta de 15 años y más.

Para difundir la educación en todos los niveles se tienen los siguientes centros de estudio.

Escuelas Primarias	7
Escuelas Pre-escolares	4
Escuelas Secundarias	3
Escuelas Preparatorias	1
Escuela Normal	1.

CAPITULO II

POBLACION FUTURA

A).- INTRODUCCION.

El objetivo de este capítulo es obtener la - población futura de la zona urbana de Acaponeta para el año 2,010; o sea que la vida útil de proyecto de agua potable - sea de 23 años.

Esta población futura se obtendrá por medio de una serie de cálculos basados en los datos censales sobre esta población.

Existen varios métodos para el cálculo de población futura, en este estudio utilizaré cuatro métodos - analíticos y un método gráfico. Los resultados obtenidos - por cada método se promediarán obteniendo así la población total futura para el año 2,010 de dicha población.

B).- DATOS CENSALES.

Cabe hacer notar que Acaponeta (zona urbana) cuenta con una población flotante bastante grande que acude de las demás partes del municipio.

Población en 1950	- - -	8,939	habitantes
Población en 1960	- - -	9,381	habitantes
Población en 1970	- - -	12,686	habitantes
Población en 1980	- - -	15,276	habitantes

C).- METODOS ANALITICOS.

1.- Aritmético.

Considera que la población tiene un crecimiento según una prolongación aritmética. Determina el incremento de población por año y se multiplica por los años previstos.

<u>Año</u>	<u>Habitantes</u>	<u>Incremento</u>
1950	8,939	
1960	9,381	442
1970	12,686	3,305
1980	15,276	<u>2,590</u>
		E = 6,337

$$6,337 \div 3 = 2,112.3 \text{ Promedio.}$$

$$\text{Incremento en 10 años} = 2,112 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Incremento en 1 año} = 211 \text{ habitantes.}$$

$$\therefore \text{ Al año } 2,010 = (211) (30) + 15,276 = 21,606 \text{ habitantes.}$$

Donde 30 es el número de años del último censo (1980) al año de vida útil de proyecto (2,010).

$$\text{Población al año } 2,010 = 21,606 \text{ habitantes.}$$

2.- Geométrico.

Este método se basa en los porcentajes de crecimiento de la población cada 10 años.

Parte de la fórmula siguiente:

$$\% = \frac{P f - P i}{P i} \times 100$$

donde:

% : Incremento de población.

P f: Población final.

P i: Población inicial.

entre 1950-1960:

$$\% = \frac{9,381 - 8,939}{8,939} \times 100 = 4.94\%$$

entre 1960-1970:

$$\% = \frac{12,686 - 9,381}{9,381} \times 100 = 35.23\%$$

entre 1970-1980:

$$\% = \frac{15,276 - 12,686}{12,686} \times 100 = 20.42\%$$

Promedio $4.94 + 35.23 + 20.42 = 20.20\%$.

20.20% en 10 años.

∴ 2.02% en 1 año.

Para 1981 = 15,276 (1,0202) = 15,584 habitantes.

Incremento anual = 15,584 - 15,276 = 308 habitantes.

Para el año 2,010 = 15,276 + (308) (30) = - 24,516..

Población al año 2,010 = 24,516 habitantes.

3.- Incrementos.

Consiste en determinar el incremento entre los datos censales, sacando la diferencia entre estos incrementos.

<u>Datos</u>	<u>Habitantes</u>	<u>Incremento</u>	<u>Diferencia</u>
1950	8,939		
1960	9,381	442	
1970	12,686	3,305	2,863
1980	15,276	<u>2,590</u>	<u>- 715</u>
Promedios		2,112	1,074

Con esto calculamos las poblaciones por períodos de 10 años hasta llegar a 30.

Año

1,990 15,276 + 2,112 + 1,074 = 18,462 habitantes.

2,000 18,462 + (18,462 - 15,276) + 1,074 = 22,722 habitantes.

2,010 22,722 + (22,722 - 18,462) + 1,074 = 28,056 habi-

tantes.

Población al año 2,010 = 28,056 habitantes.

4.- Interés compuesto.

En este método se emplea la conocida fórmula empleada para calcular el interés compuesto.

$$P f = P i (1 + r) ^ n$$

donde

$$r = n \sqrt[n]{\frac{P f}{P i}} - 1$$

Por lo tanto

$$r_1 = 10 \sqrt[10]{\frac{9,381}{8,939}} - 1 = 10 \sqrt[10]{1.0494} - 1 = .0048$$

$$r_2 = 10 \sqrt[10]{\frac{12,686}{9,381}} - 1 = 10 \sqrt[10]{1.3523} - 1 = .0306$$

$$r_3 = 10 \sqrt[10]{\frac{15,276}{12,686}} - 1 = 10 \sqrt[10]{1.2042} - 1 = 0.0188$$

r promedio = 0.0181.

Por lo tanto

$$P f = 15,276 (1 + 0.0181) ^{30} =$$

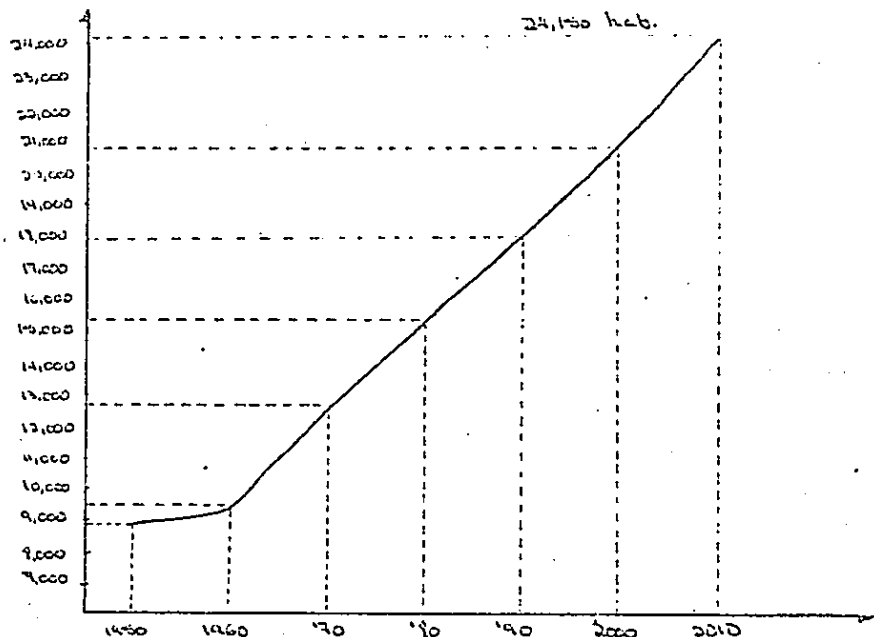
donde 30 es el número de años del último censo (1980) al año de vida de proyecto (2010).

Población al año 2010 = 26,165 habitantes.

D) Método Gráfico.

1.- Prolongación de la curva de crecimiento.

En este método se emplea una gráfica años-No. habitantes, donde se grafican los puntos obtenidos de los censos; se prolonga la curva y de esta manera se aproxima el valor de número de habitantes para el año deseado.



E) PROMEDIO DE POBLACION FUTURA.

1.- Aritmético	21,606 habitantes.
2.- Geométrico	24,516 habitantes.
3.- Incrementos	28,056 habitantes.
4.- Interés compuesto	26,165 habitantes.
5.- Método Gráfico	24,150 habitantes.
TOTAL	<u>124,493 habitantes.</u>

Promedio: $124,493 \div 5 = 24,899$ habitantes.

Por lo tanto la población de proyecto que se tomara para los cálculos siguientes será:

Población de Proyecto = 24,899 habitantes.

C A P I T U L O I I I

C A L C U L O D E C A U D A L E S .

A).- DIFERENTES USOS DEL AGUA.

1.- Uso doméstico.

La cantidad es muy variable de acuerdo a las condiciones de vida, esta cantidad varía entre 38 y 225 lts. por habitante al día. Se consideran dentro de éstos, los jardines particulares, lavado, agua para cocina, etc. Lo mínimo es de 85 lts. por habitante al día. Se considera en general en un 30% de la dotación específica total.

2.- Uso Industrial y Comercial.

Comprende los servicios de fábricas, garages, lavaderos públicos, etc. Es el gasto necesario para satisfacer las necesidades de agua en zonas comerciales.

Su consumo se calcula en un 32% de la dotación específica total, varía de un 15% a un 65% del total de la dotación específica.

3.- Uso Público.

Comprende el abastecimiento de agua a edificios públicos y servicios como riego y limpieza de las calles, riego de plazas y jardines, etc. Se la considera en un 20% de la dotación específica total.

4.- Pérdidas y Fraudes.

Este consumo de agua se clasifica en no computable. Es difícil cuantificar el agua que se pierde debido a escapes en los contadores y bombas, en conexiones no autorizadas y en las fugas de tuberías de la red de distribución.

En condiciones normales se le estima en un 15% del total de la dotación específica.

B).- DOTACION ESPECIFICA.

Se llama dotación específica a la cantidad de agua que se fija como consumo diario por habitante.

Para la dotación específica se toma en cuenta el tipo de clima, el caracter cultural y el tipo de industria para elegir entre el mínimo, medio ó máximo.

No. de Habitantes	Dotación		Espefcica
	Min (frío)	Med (Templado)	Max (cálido)
1 - 2,000	50	100	150
2,000 - 5,000	100	150	200
5,000 - 20,000	150	200	250
más de 20,000	200	250	300

Como el cálculo que se hizo de población futura arrojó una cifra de más de 20,000 habitantes, de la ta

bla anterior obtenemos un gasto entre 200 y 300 lts. por habitante al día, de los cuales tomaremos 300 lts. por habitante al día, debido al clima caluroso de la población y por ser cabecera municipal.

C).- CONSUMOS Y GASTOS.

1.- Consumo Medio Diario (lts./día)

C.M.D. = (No. de habitantes) (dotación específica).

C.M.D. = (24,899) (300) = 7'469,700 lts/día.

C.M.D. = 7'469,700 lts./día.

2.- Consumo Medio Horario (lts./hrs.)

C.M.H. = Consumo medio diario ÷ 24 hrs.

C.M.H. = 7'469,700 ÷ 24 = 311,237.5 lts./hr.

C.M.H. = 311,237.5 lts/hr.

3.- Consumo Máximo Diario (lts/día)

C.Max.D. = (Consumo medio diario) (Coef. variación diaria) donde coeficiente de variación diaria es 1.9.

C.Max. D. = (7'469,700) (1.9) = 14'192,430 lt/día.

C. Máx. D. = 14'192,430 lts/día.

4.- Consumo Máximo Horario (lts./hr.)

C.Max. H. = Consumo máximo diario ÷ 24 hrs.

C. Máx. H = 14'192,430 ÷ 24 = 591,351.25 lts./hr.

C. Max. H. = 591,351.25 lts./hr.

5.- Consumo Máximo Horario en el Día de Máxima Demanda --
lt/hr).

C. Max. H. = (Consumo máx. horario) (Coef. variación horaria), donde coeficiente de variación horaria es 2.2.

C. Máx. H. = (591,351.25) (2.2) = 1'300,972.7 lt/hr.

C. Max.H. (día max demanda) = 1'300,972.7 lts/hr.

6.- Gasto Máximo Diario en el Día de Máxima Demanda (lts/
seg)

Q. Max. D. = (C.M.D.) (Coef. Var D.) (Coef. Var. H.) ÷
(24) (3600):

Q. Max. D. = (7'469,700) (1.9) (2.2) ÷ (24) (3600).

Q. Max. D. (día máxima demanda) = 361.38 lts./seg.

CAPITULO IV

FUENTES DE
ABASTECIMIENTO

A).- INTRODUCCION.

Las fuentes de abastecimiento se clasifican en: Meteoricas, Corrientes Superficiales y aguas subterráneas.

- Aguas Meteoricas:

Son aquellas que provienen de las precipitaciones atmosféricas bajo forma de lluvia o nieve. Este tipo de aguas sólo se usa en caso de no existir otro recurso para obtener agua en la región.

- Corrientes Superficiales:

Son las aguas que se encuentran en la superficie de la tierra, algunas con movimiento continuo formando ríos, otras acumuladas como presas ó lagos.

- Aguas subterráneas:

Son las que se infiltran en la corteza terrestre provenientes de las precipitaciones pluviales, de los ríos y lagos de fondos permeables.

B).- POZO PROFUNDO.

Como fuente de abastecimiento para la población de Acaponata y actualmente se cuenta con 2 pozos indios y se propone hacer un pozo profundo con el propósito -

de abastecer de agua satisfactoriamente a toda la población.

- Características de los pozos indios existentes.

Tienen como fuente de abastecimiento el río Acaponeta.

Estos pozos funcionan como galería filtrante mixta, o sea que fueron construidos con dos llamadas laterales de 60 mts. de longitud cada uno con tubería de asbesto cemento ranurada de 14 pulgadas de diámetro.

	Pozo # 1	Pozo # 2
Diametro	5.50 mts.	3.50 mts.
Profundidad	13.0 mts.	13.0 mts.
Nivel Estático	8.0 mts.	12.0 mts.
Nivel Dinámico	9.50 mts.	12.50 mts.
Gasto aproximado	50.0 l.p.s.	38.0 l.p.s.

El gasto de bombeo que por lo menos nos deben proporcionar los pozos, es el doble del gasto medio, es decir:

$$Q \text{ bombeo} = Q_m \frac{(24)}{(12)}$$

$$\text{en donde } Q_m = \frac{(\text{No. habitantes}) (\text{Dot. esp.})}{86,400}$$

$$Q_m = \frac{(24,899) (300)}{86,400} = 86.45 \text{ lts./ seg.}$$

$$Q \text{ bombeo} = (86.45) (2) \quad \underline{Q \text{ bombeo} = 17,2.9 \text{ lps}}$$

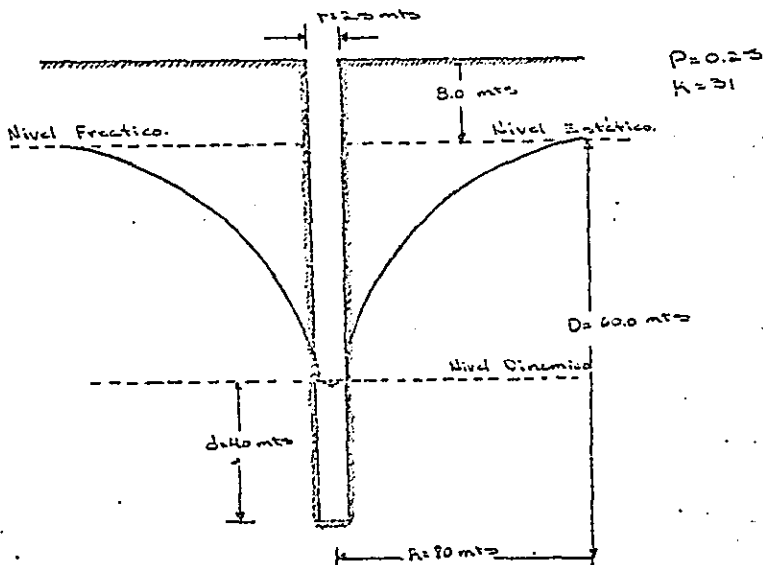
Como vemos, los pozos indios actuales son in

suficientes para abastecer la población, por lo que se propone construir un pozo profundo.

- Cálculo del pozo profundo.

Este método consiste en utilizar una herramienta que por su propio peso va triturando el material y posteriormente se extrae mediante una cuchara de arena. En este método se utiliza lodo bentonítico para que se adhiera a las paredes y ejerza una presión que evite derrumbamientos.

El corte del pozo con sus respectivas medidas es el siguiente.



Según el estudio geológico del pozo, se encontró que el tamaño efectivo del material en general es de 0.2 milímetros, es decir es un material fino; en donde la -
 prosidad (p) de dicho material resultó ser de 0.25; lo que nos da una constante de $K = 31.0$.

La fórmula que nos permite encontrar el gasto en metros cúbicos por día es:

$$Q = \frac{\pi P X K (D^2 - a^2)}{\ln (R/r)} = \text{Gasto } M^3/\text{día.}$$

Por lo tanto

$$Q = \frac{\pi X 0.25 X 31 (60^2 - 40^2)}{\ln (80/2.5)} = 14,073.64 \text{ M}^3/\text{día}$$

$$Q = 14,073.64 \text{ M}^3/\text{día} \frac{(1000 \text{ lts}/\text{M}^3)}{86,400 \text{ seg}/\text{día}} = 162.89 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{Pozo}} = 162.89 \text{ l.p.s.}$$

Sumando los gastos que nos proporcionan los 2 pozos indios más el pozo profundo, encontramos un gasto -
 total de 250.89 l.p.s. que es mucho mayor al gasto requerido de bombeo que es de 172.9 l.p.s.

CAPITULO V

CONDUCCION

A).- LINEA ECONOMICA DE BOMBEO.

A continuación se hará una tabla de la línea económica de bombeo para saber qué tubería de Asbesto-cemento nos convendrá más para bombear el agua del pozo profundo al tanque de almacenamiento.

El gasto que debemos utilizar es el gasto de bombeo, que viene siendo el gasto medio multiplicado por veinticuatro y dividido entre doce.

$$Q_{\text{bombeo}} = Q_m (24/12) = 86.45 (24/12) = 172.9 \text{ lps}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = 172.9 \text{ lps} - 88 \text{ lps de pozos indios existentes} = 84.9 \text{ lps.}$$

Con la fórmula siguiente calcularemos la potencia en Horse-Power que deberá tener la bomba para ser capaz de bombear el agua del pozo profundo al tanque de almacenamiento.

$$H.P. = \frac{(Q_{\text{bombeo}}) (Ht)}{E (75)} \quad E = 75\%$$

$$H.P. = \frac{(84.9) (Ht)}{(.75) (75)}$$

$$H.P. = 1.5093 (Ht).$$

donde:

H.P. : Caballos de fuerza.

Q. : Gasto de Bombeo

Ht. : $H_1 + H_2 + H_f + 0.1 H_f$

H_1 : Altura del nivel dinámico del pozo a la bomba.

H_2 : Altura de la bomba al tanque.

H_f : Pérdida de carga, por fricción

0.1 H_f : 10 % de la pérdida de la carga (Válvulas y accesorios).

E : Eficiencia de la bomba, que es el 75 %.

La pérdida de carga (H_f) se obtiene del monograma de la fórmula de Williams y Hazen.

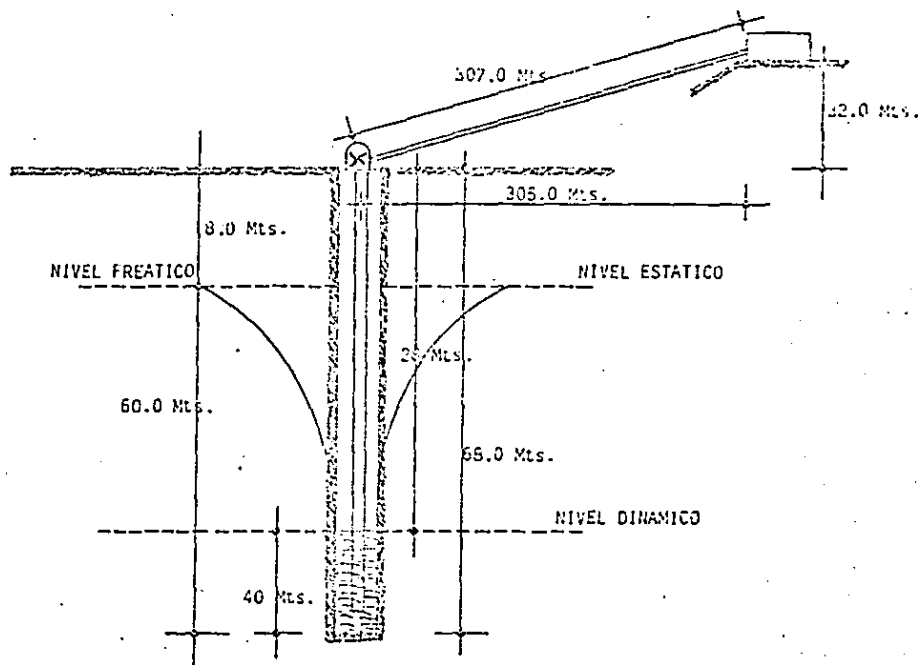


Tabla de línea económica de Bombeo

Ø	Costo tubo por ml	H	H ₂	Hf	O.1HF	Ht	\$145,000 Hp	Costo tubo	Costo Bomba	Costo Total
8"	8.865	28	32	49.12	4.91	114	172.06	2'721,555	24'948,700	27'670,255
10"	11.955	28	32	27.63	2.76	90.39	136.42	3'670,195	19'780,900	23'451,085
12"	15.480	28	32	8.28	.82	69.1	104.29	4'752,360	15'122,050	19'874,410
14"	20.880	28	32	4.29	.43	64.72	97.68	6'410,160	14'163,600	20'573,760
16"	25.725	20	32	1.99	.19	62.18	93.84	7'897,575	13'606,800	21'504,375
18"	30.120	28	32	1.07	.10	61.17	92.32	9'246,640	13'386,400	22'630,240

Podemos ver que la combinación más económica es poner tubería de 12" y una bomba de aproximadamente 104 H.P. Con un costo total de \$19'874,410

CAPITULO VI

REGULACION

A).- CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE.

La distribución del agua a los consumidores se realiza por distintos métodos que dependen de las condiciones locales o de otras consideraciones. Estos métodos son:

1.- Distribución por gravedad.

Este sistema es posible cuando la fuente de suministro es un lago o un embalse situado en algún punto elevado respecto a la ciudad, de manera que pueda mantenerse una presión suficiente en las tuberías principales, tanto para los servicios domésticos como para los de extinción de incendios. Es el método más aconsejable si la conducción que une la fuente con la ciudad es de tamaño adecuado y esta bien protegida contra raturas accidentales. Sin embargo, la alta presión de agua es necesaria para combatir el fuego, sólo puede obtenerse empleando las motobombas del departamento de incendios.

2.- Distribución por medio de bombas, almacenando más o menos cantidad de agua.

En general, cuando se emplea este método, el exceso de agua elevada durante los períodos de bajo consumo se almacena en depósitos. Durante los períodos de alto consumo el agua se utiliza para aumentar la suministrada por las bombas. Este sistema permite obtener un rendimiento uniforme de las bombas y, por lo tanto, es económico, ya que se las puede hacer trabajar en condiciones óptimas. Por otra parte, como el agua almacenada proporciona una reserva que puede utilizarse en --

los casos de incendio y cuando se producen averías en las bombas éste método de operación proporcionan una amplia seguridad.

3.- Empleo de bombas sin almacenamiento.

En este caso, las bombas introducen el agua directamente en las tuberías sin otra salida que la del agua realmente consumida. Es el sistema menos deseable, ya que una avería en la fuente de energía ocasionará una interrupción completa en el suministro de agua.

El agua se almacena con diversas finalidades: igualar el rendimiento de la bomba durante el día; equilibrar el suministro y la demanda en los períodos prolongados de alto consumo; proporcionar agua para necesidades urgentes tales como la extinción de incendios o en caso de averías accidentales.

Para conseguir almacenar el agua a una cota elevada se construyen depósitos de tierra o mampostería, situados en zonas altas, o depósitos elevados, o bien depósitos de regulación.

En nuestro caso, por ser el más apropiado, la distribución se hará por gravedad y el tanque se hará de manera superficial, y de mampostería.

El cálculo del volumen del tanque se hace de acuerdo a la tabla de regulación de bombeo tomando en cuenta las diferentes horas en que vamos a bombear el agua.

- Con 8 horas de bombeo.

$$V_{\text{tanque}} = \frac{(Q_n) (3600) (\% \text{ bombeo})}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

donde $Q_n = 86.45 \text{ lts/seg.}$

$$\% \text{ bombeo} = 1040 + (-285) = 1.325 = 13.25 \%$$

$$V_{\text{tanque}} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (13.25)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V_{\text{tanque}} = 4.123.66 \text{ M}^3$$

- Con 12 horas de bombeo

$$\% \text{ bombeo} = 520 + (-265) = 805 = 8.05 \%$$

$$V_{\text{tanque}} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (8.05)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V_{\text{tanque}} = 2.505.32 \text{ M}^3$$

- Con 16 horas de bombeo

$$\% \text{ bombeo} = 140 + (-285) = 425 = 4.25 \%$$

$$V_{\text{tanque}} = \frac{(86.45 \text{ lts/seg}) (3600 \text{ seg}) (4.25)}{(1000 \text{ lts/M}^3)}$$

$$V_{\text{tanque}} = 1.322.68 \text{ M}^3$$

Para obtener el volúmen del tanque, se suman los valores absolutos de los máximos positivos y negativos que se obtienen en la columna de diferencias acumuladas, obteniéndose así el porcentaje de bombeo que ha de modificarse por el volúmen de agua correspondiente al gasto en una hora del día de máximo consumo.

Como conclusión del resultado de las diferentes horas de bombeo, el volúmen de almacenamiento disminuye al aumentar las horas de bombeo. Para alargar la vida útil de los equipos de bombeo y permitir cualquier tipo de reparación que se pudiera presentar en la conducción y ahorro de energía eléctrica, se tomarán doce horas de bombeo. El cálculo con ocho horas de bombeo queda descartado por las grandes dimensiones del tanque y su implicación en el costo.

TABLA DE REGULACIÓN DE BOMBEO

Hora	Demanda	Bombéo 8 hrs	Bombéo 12 hrs	Bombéo 16 hrs	Diferen- cias 8 hrs.	Diferen- cias 12 hrs	Diferen- cias 16 hrs	Acum. 8 hrs	Acum. 12 hrs	Acum. 16 hrs
0-1	45	0	0	0	-45	-45	-45	-45	-45	-45
1-2	45	0	0	0	-45	-45	-45	-90	-90	-90
2-3	45	0	0	0	-45	-45	-45	-135	-135	-135
3-4	45	0	0	0	-45	-45	-45	-180	-180	-180
4-5	45	0	0	0	-45	-45	-45	-225	-225	-225
5-6	60	0	0	0	-60	-60	-60	-285	-285	-285
6-7	90	300	200	150	210	110	60	-75	-175	-225
7-8	135	300	200	150	165	65	15	90	-110	-210
8-9	150	300	200	150	150	50	0	240	-60	-210
9-10	150	300	200	150	150	50	0	390	-10	-210
10-11	150	300	200	150	150	50	0	540	40	-210
11-12	140	300	200	150	160	60	10	700	100	-200
12-13	120	300	200	150	180	80	30	880	180	-170
13-14	140	300	200	150	160	60	10	1040	240	-160
14-15	140	0	200	150	-140	60	10	900	300	-150
15-16	130	0	200	150	-130	70	20	770	370	-130
16-17	130	0	200	150	-130	70	20	640	440	-110
17-18	120	0	200	150	-120	80	30	520	520	-80
18-19	100	0	0	150	-100	-100	50	420	420	-30
19-20	100	0	0	150	-100	-100	50	320	320	20

Hora	Demanda	Bombeo 8 hrs	Bombeo 12 hrs	Bombeo 16 hrs	Diferencias 8 hrs	Diferencias 12 hrs	Diferencias 16 hrs	Acum. 8 hrs.	Acum. 12 hrs	Acum. 16 hrs
20-21	90	0	0	150	-90	-90	60	230	230	80
21-22	90	0	0	150	-90	-90	60	140	140	140
22-23	80	0	0	0	-80	-80	-80	60	60	60
23-24	60	0	0	0	-60	-60	-60	0	0	0

Para obtener el porcentaje de demanda según la hora del día. se toman los valores establecidos por la S.R.H.

B).- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE.

El sistema actual de Acaponeta cuenta con un tanque superficial de mampostería de 400 M³ de capacidad en buen estado de conservación que se tomará en cuenta.

Por lo anterior es necesario almacenar.

$$2.505.32 \text{ M}^3 - 400 \text{ M}^3 = 2.105.32 \text{ M}^3$$

en el tanque nuevo.

Se construirán 3 tanques que den como resultado de almacenamiento un total de 2.105.32 M³ como mínimo. Estos tanques se interconectarán mutuamente. esto es para reducir los peraltes de vigas y anchor de muros de mampostería reduciendo por consiguiente el costo de construcción y facilitando a su vez este.

El piso del tanque será una losa de concreto colada monolíticamente de 20 cms. de espesor para evitar fugas de agua.

Por lo tanto se construirán 3 tanques interconectados de 701.77 M³ cada uno como mínimo.

DIMENSIONES DEL TANQUE:

Mampostería de piedra	=	2,400 Kg/M ²
Largo	=	20 Mts.
Ancho	=	13 Mts.
Alto	=	2.60 Mts.
Vtanque	=	728 M ³
Vrequerido	=	701.77 M ³
Vaire	=	78 M ³
Hagua	=	2.5 Mts.
Haire	=	.30 Mts.

- Diseño de Vigas tipo I = 6.5 Mts.

Separación entre cada una = 1 mts.

- Cargas muertas = 350 Kg/ml

- Cargas vivas = 150 Kg/ml

500 Kg/ml

Tacero = 1.522 Kg/cm²

$$M_{max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{(500 \text{ Kg/ml}) (6.5 \text{ mts.})^2}{8} = 2,640.63 \text{ Kgm.}$$

$$M_{max} = 2,640.63 \text{ Kgm} = 264,062.5 \text{ Kg. cm}$$

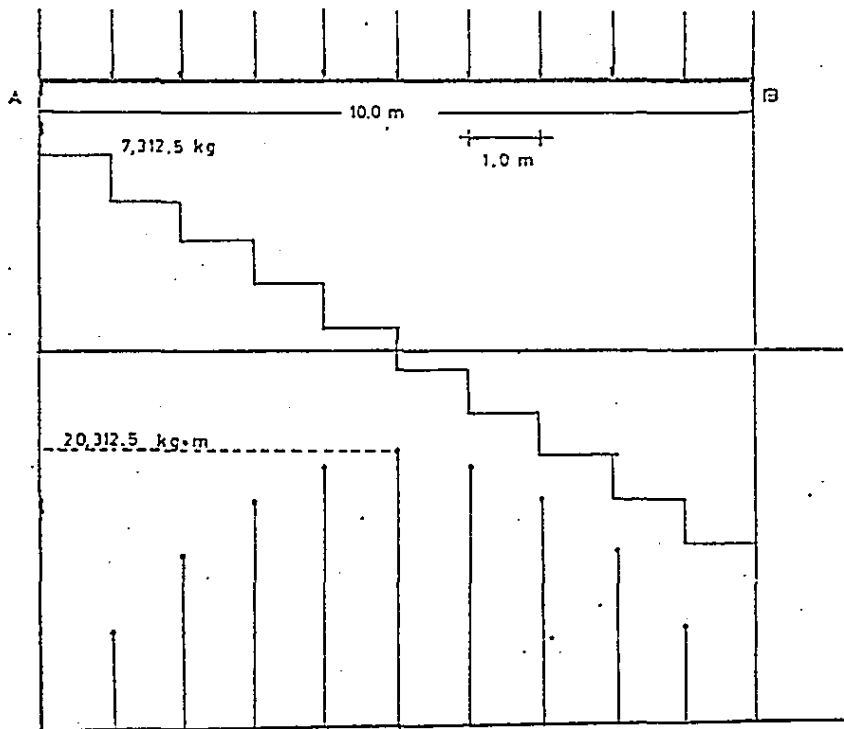
$$S = \frac{M_{max}}{T} = \frac{264,062.5 \text{ Kg. cm}}{522 \text{ Kg/cm}^2} = 173.5 \text{ cm}^3$$

$$T = 522 \text{ Kg/cm}^2$$

IPS 8" Con S= 214 cm³ y un peso de 26.3

Kg/Ml.

$$P = 1,625 \text{ kg}$$



$$R_a = R_b = 8,937.5$$

$$M_{\max} = 20,312.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{M_{\max}}{\gamma} = 1336.31 \text{ cm}^3$$

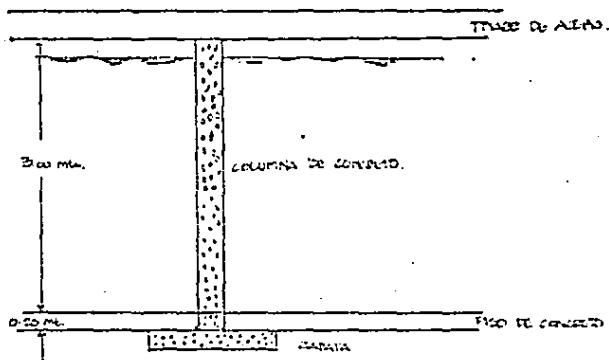
IPR 16"x 7"

$$84.82 \text{ kg/ml}$$

$$S = 1510.9 \text{ cm}^3$$

Para facilidad de construcción y cálculo. la trabe -
no se tomará. sino simplemente apoyada en el centro y extremos.

Diseño de la columna de concreto.



Según Harry Parter. una columna empotrada en un ---
extremo y libre en el otro tiene una longitud efectiva (h') igual al-
doblo de la longitud $h'' = 2h = (3.2) = 6.4$ mts.

El peso que soportará la columna será de 17.875 Kgs.

El factor de reducción de resistencia por longitud -
lo obtenemos de la siguiente fórmula.

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{h'}{r} \quad r: \text{radio de giro.}$$

El radio de giro se considera igual a 0.3 veces la dimensión lateral del elemento.

Propónemos una columna de 25 x 25 cms. con $f'c = 210$ -
 Kg/cm^2 $f_s = 1.120 kg/cm^2$.

$$R = 1.07 - \frac{0.008 (640)}{.3 (25)} = 1$$

$$R = 1.07 - .6827 = .3873$$

$$R = .3873$$

La carga de diseño de la columna será:

$$P = \frac{17.875}{.3873} = 46.152.85 \text{ kgs.}$$

$$\text{Utilizando } P = 0.85 A_g (0.25 f'c + f_s p_g)$$

Sustituyendo valores conocidos:

$$46.152.85 = 0.85 (25 \times 25)(0.25(210) + 1.120(p_g))$$

de donde:

$$46.152.85 = 531.25 (52.5 + 1.120 (p_g))$$

$$46.152.85 = 27.850.62 + 595.000 (p_g)$$

$$p_g = \frac{18.262.25}{595.000} \quad p_g = 0.03$$

donde:

$$p_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \text{por lo tanto}$$

$$A_{st} = p_g (A_g) = 0.03 (25)^2 = 18.75 \text{ cm}^2$$

Con cuatro varillas del número ocho (20.27 cm^2), satisfacemos los requisitos. Se colocarán estribos del número tres a cada 20 cms.

Diseño de la zapata de concreto.

Para estimar el peso de la zapata se usará un 7% de la carga. por lo tanto 7 % de 17.875 kgs = 1251.25 kgs.

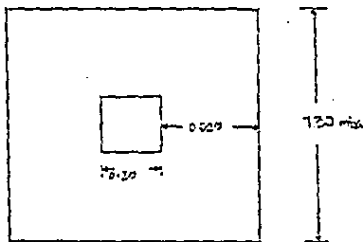
La carga total sobre el terreno será de 19.126.25 kgs. El terreno de desplante tiene una resistencia de 1.5 kg/cm² que equivale a 15 ton/M².

El área de apoyo requerida es:

$$A = \frac{19.126 \text{ ton}}{15 \text{ ton/M}^2} = 1.28 \text{ M}^2$$

Por razones de seguridad la zapata será de un área de 1.69 M² y será cuadrada. por lo que las dimensiones son de 1.3 x 1.3 m.

La carga que produce flexión a la zapata es de 17.875 kgs.; por lo tanto w (presión neta sobre el terreno), es 17.875 kg ÷ 1.69 M² = 17.875 kg/m² = 17.875 ton/M².



El momento flexionante máximo será de:

$$M = (.525 \text{ m}) (1.3\text{m})(17.875 \text{ kg/m}^2)(.525 \text{ mts} \div 2) = 3.202.41 \text{ kgm.}$$

$$M_{\text{max}} = 3.202.41 \text{ kg.m} = 320.241.79 \text{ cm.}$$

Los datos de los materiales a usar en la zapata son:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 4.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ y para el cortante perimetral de } 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

Por lo anterior los coeficientes que corresponden a los esfuerzos anteriores son:

$$R = 15.94 \text{ y } j = 0.872.$$

El peralte efectivo mínimo por flexión será :

$$d = \frac{M}{Rb} = \frac{320.241.79}{15.94(130)} = 12.43 \text{ cms.}$$

Sabemos que generalmente los esfuerzos de corte y -- adherencia solicitan un mayor peralte. por lo que lo aumentamos arbitrariamente a 20 cms.

El cortante se revisa. de acuerdo con el reglamento. en 2 puntos.

- Punto 1: a una distancia de la cara de las columnas.

$$\text{Area Sombreada} = (130)(52.5) - 20(130) =$$

$$4.225 \text{ cm}^2 = .4225 \text{ M}^2$$

$$V = (.4225 \text{ M}^2) (17.875 \text{ kg/M}^2) = 7.552.18 \text{ Kgs.}$$

$$u = \frac{V}{bd} = \frac{7.552.18 \text{ kgs.}}{(130 \text{ cms})(20 \text{ cms})} = 2.90 \text{ kgs/cm}^2 \quad 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

- Punto 2.- Esta revisión por cortante se hace en una sección d/2 por fuera del perímetro de las caras de la columna.

Area sombreada es igual a:

$$(1.69 \text{ m}^2) - (45)^2 = 1.4875 \text{ M}^2$$

$$V = (1.4875 \text{ M}^2) (17875 \text{ kg/M}^2) =$$

$$26.589 \text{ kgs.}$$

$$10 + 25 + 10 = 45 \text{ cms.}$$

bo = Suma de los lados del cuadrado

$$u = \frac{V}{bo \cdot d} = \frac{26.589 \text{ kgs}}{(180)(20)} = 4.2 \text{ kg/cm}^2 \quad bo = 45 (4) = 180 \text{ cms.}$$

$$bo \cdot d \quad (180)(20)$$

$$u = 7.38 \text{ kg/cm}^2 \quad 7.7 \text{ kg/cm}^2.$$

Ambos esfuerzos cortantes están permisibles con el peralte de 20 cms.

El esfuerzo por tensión lo encontramos.

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{320.241.79 \text{ kg.cm}}{(1400 \text{ kg/cm}^2)(.872)(20 \text{ cms})} = 13.12 \text{ cm}^2$$

Utilizamos varillas del # 4 a cada 10 cms.

$$\text{Serían 14 varilla } (1.27 \text{ cm}^2) = 17.78 \text{ cm}^2$$

Revisando por adherencia.

$$V = (1.3) (.525 \text{ m}) (17.875 \text{ kg/m}^3)$$

$$V = 12.193.68 \text{ Kgs.}$$

El perimetro de una varilla # 4 son 4 cms., por lo que $E_o = 14 (4) = 56$ $E_o = 56 \text{ cms.}$

$$M = \frac{V}{E_o} = \frac{12.193.68 \text{ kgs.}}{56 \text{ cm}} = 12.49 \text{ Kg/cm}^2$$

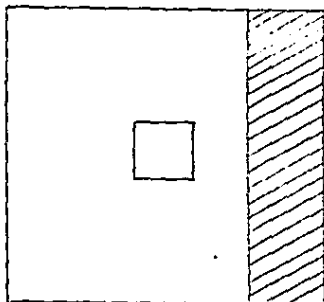
$$E_o \text{ jd } (56 \text{ cm})(.872)(20 \text{ cms}).$$

El esfuerzo permisible para una varilla # 4 es de -
35.2 kg/cm²

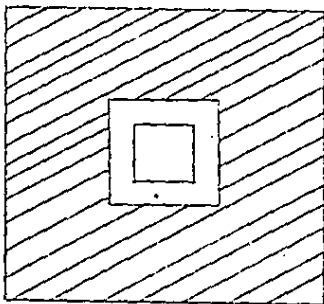
Por lo tanto la zapata se acepta con dimensiones de 1.30 M X 1.30 M; 14 varillas del # 4 en cada dirección; un peralte efectivo de 20 cms. y recubrimiento de 7 cms. dando un peralte total de 27 cms.

Podemos notar que el peso propio (1.095 kgs) de la zapata es menor el supuesto (1.251.25 kgs).

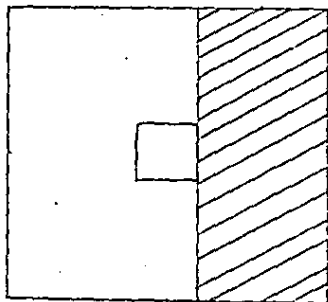
120



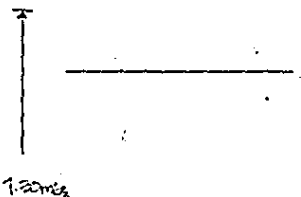
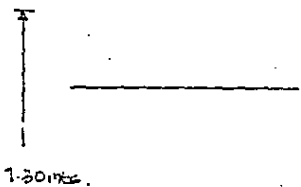
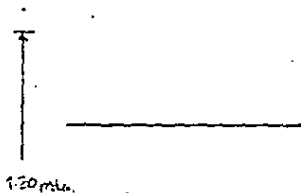
0.05 0.05



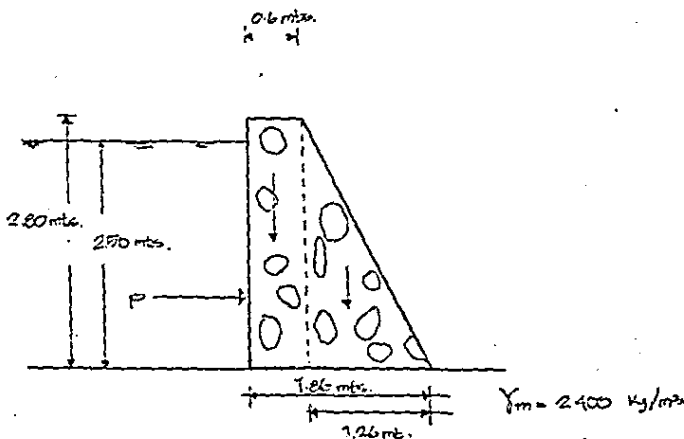
0.05



0.05



Diseño de los muros de mampostería.



$$W_1 = .6 (2.8) (2400) (1) = 4.032 \text{ Kgs.}$$

$$W_2 = \frac{1.26 (2.8) (2400) (1)}{2} = 4.233.6 \text{ Kgs.}$$

$$W \text{ total} = 4.032 + 4.233.6 = 8.265.6 \text{ Kgs.}$$

$$P = \frac{\gamma h^2 (b)}{2} - \frac{(1.000) (2.5)^2 (1)}{2} = 3.125 \text{ Kgs.}$$

$$EMA = 0$$

$$4233.6 (84) + 4032 (1.56) - 3125 (.83) = 8265.0 (x).$$

$R = 0.88$ mts. La resultante $R = w_1 + w_2$ está dentro del tercio medio de la base, lo que nos asegura la estabilidad del muro.

El tercio medio se encuentra comprendido a una distancia de A de 0.62 a 1.24 mts. Esto indica que el momento debido al agua, es menor al momento resistente del peso propio del muro, por lo que el muro de mampostería resiste por su peso propio y dimensiones el vuelco.

- Revisión por deslizamiento.

Se revisa un posible desplazamiento lateral. El coeficiente de fricción entre el suelo y el muro de mampostería se considera de 0.6.

$$(0.6) (8,265.6) = 4,959.6 \text{ Kgs.} > 3,125 \text{ Kgs.}$$

El empuje debido al agua es menor al resistente.

- Esfuerzos en la mampostería.

La mampostería no resiste esfuerzos de tensión por lo que es necesario revisar si hay algún tipo de tensión sobre ella.

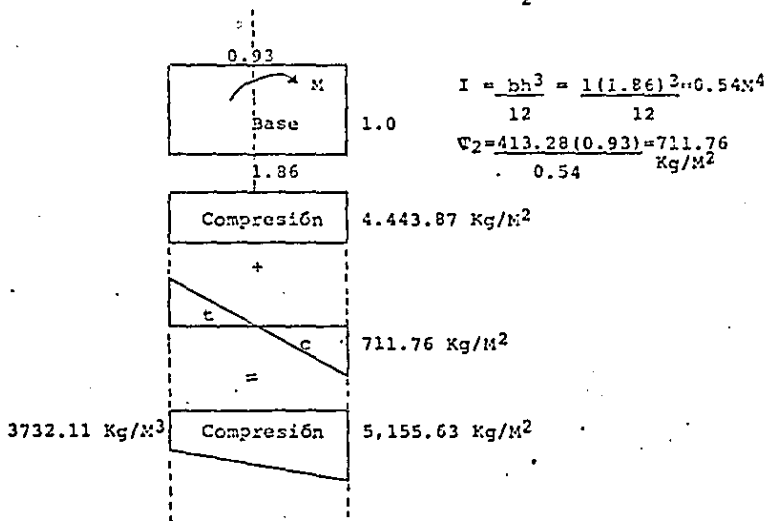
$$F_{\text{total}} = F_1 + F_2$$

$$\text{donde } F_1 = \frac{P}{A} \quad F_2 = \frac{Mc}{I}$$

$$F_1 = \frac{8,265.6}{1.86(1)} = 4,443.87 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$T_2 = \frac{Mc}{I} \quad \text{donde} \quad M = wr(c) \quad c = \frac{1.86}{2} - .88 = 0.05 \text{ m}$$

$$M = 8265.6 (0.05) = 413.28 \text{ Kgm} \quad C = \frac{1.86}{2} = 0.93 \text{ mts.}$$



No existe tensión. ✓

Diagrama de esfuerzos.

La carga de diseño de la columna será

$$P = \frac{12,000}{.3873} = 30,983.73 \text{ Kgs.}$$

C A P I T U L O V I I

CALCULO DE LA RED PRINCIPAL
DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
DE LA POBLACION DE
ACAPONETA, NAYARIT.

A).- Se conoce como red de tuberías a un sistema de tuberías interconectadas entre sí, de tal manera que el gasto que se tiene a través de determinada salida pueda provenir de determinados circuitos.

En una red de tuberías, se deberán satisfacer las siguientes condiciones:

1.- La suma algebraica de las caídas de presión alrededor de un circuito deberá ser cero.

2.- El gasto que llega a cada unión debe ser igual al que sale de ella.

3.- Para cada tubería, deberá satisfacerse la ecuación de Durey Warsbach u otra fórmula equivalente de fricción de tipo exponencial; con esto se da a entender que para cada tubería, se debe mantener la relación adecuada entre pérdida de carga y gasto.

En esta tesis el cálculo se hará por medio del método de HARDY CROSS que consiste en suponer una distribución del caudal en una red y en compensar las pérdidas de carga resultantes.

Se pueden emplear las fórmulas de Manning, Chezy y Hazen-Williams. En términos generales pueden expresarse como siguen:

$$h = k Q^x$$

en la cual h es la pérdida de carga en la tubería, Q es el caudal circulante y k es una constante que depende del tamaño de la tubería, de sus condiciones internas y de las unidades empleadas. La fórmula de Hazen-Williams escrita en esta forma será:

$$h = k Q^{1.85}$$

Seguendo el análisis de Hardy-Cross, se puede decir de cualquier tubería en un circuito que $Q = Q_0 + \Delta$. En la que Q es la cantidad real de agua circulante, Q_0 es la cantidad supuesta y Δ es la corrección de caudal necesario. Por lo tanto

$$k Q^x = k(Q_0 + \Delta)^x = k(Q_0^x + x Q_0^{x-1} \Delta + \dots)$$

Los restantes términos de la serie pueden despreciarse, si Δ es pequeño en comparación de Q_0 . Para un circuito - la suma de pérdidas de carga debe ser cero.

$$\sum k Q^x = 0$$

y de la anterior

$$\sum k Q^x = \sum k Q_0^x + \sum x k Q_0^{x-1} \Delta = 0$$

de donde

$$\Delta = - \frac{\sum k Q_0^x}{\sum x k Q_0^{x-1}} = - \frac{\sum h}{\sum h / Q_0}$$

El procedimiento puede resumirse como sigue:

1.- Supóngase una distribución cualquiera de

caudal en cuanto a cantidad y sentido de flujo. La suma de los caudales que llegan a cualquier conexión debe ser igual a la suma de los caudales salientes.

2.- Calcúlese la pérdida de carga en cada tubería por medio de una ecuación o diagrama.-- Se adopta el convenio que los caudales en el sentido de las agujas del reloj son positivos y producen pérdidas de carga positivas.

3.- Teniendo en cuenta el signo, calcúlese la pérdida de carga total en cada circuito:--
 $E h = E K Q, X.$

4.- Calcúlese, prescindiendo del signo, para el mismo circuito, la suma de $E K X Q, (X-1).$

5.- Para compensar las pérdidas de carga en cada circuito, se emplean en la ecuación $A = - E h / K E h / Q$ al caudal de cada línea. Las líneas comunes a dos mallas han de corregirse para cada malla, teniendo en cuenta el signo.

Las cargas que constituyen $E K Q, X$ se pueden obtener directamente del monograma de Hazen-Williams.

Se puede demostrar que la solución no depende de C , es decir, que la distribución de caudales será la misma siempre que se emplee el mismo valor de C para todas las tuberías de la red.

En nuestro caso el valor de C adoptado será

de 100 como tener un promedio de este valor, en caso que la tubería tenga un valor de C más alto, esto será como un rango de garantía.

Entre una intersección y otra (es decir, entre un punto y otro) hay demandas de agua para uso doméstico y comercial que van a formar pequeños circuitos, estas demandas se obtienen proporcionalmente al área suministrada y a la densidad de población de la misma. Estas demandas solo pueden ser paroximadas y su exactitud depende de la experiencia y criterio del ingeniero.

Las diferencias en las presiones a que se mantienen las redes de distribución de las distintas ciudades son muy amplias.

Para poblaciones con construcciones no mayores de 4 pisos, como es Acaponeta, Nayarit, la presión recomendada es entre 1.5 y 3.0 kg/cm².

Para revisar las cotas piezométricas en los diferentes puntos de la red, es necesario primero saber la presión en la división, del tubo que proviene del tanque, - de los dos circuitos principales de la población.

Datos:

$$D = 14" = .3556 \text{ mts.}$$

$$L = 200 \text{ mts.}$$

$$Q = 361.38 \text{ lps} = .3613 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

La cota piezométrica en la división será la diferencia de cotas menos las pérdidas entre los dos puntos.

Utilizando la fórmula de Hazen-Williams
 $C=100 \quad V=0.8494 C R^{.63} S^{.54} \quad R = \frac{D}{4} = .0889$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{.3613}{\frac{\pi (.3556)^2}{4}} = 3.64 \text{ m/seg.}$$

$$S^{.54} = \frac{3.64}{.8494(100)} = .1969 \quad S = (.1969)^{1.85} = .0495$$

$$hf = L(S) = .0495(200) = 9.9 \text{ mts}$$

$$Z = 101.35 - 57.35 = 44 \text{ m.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 44 \text{ mts.} - 9.9 \text{ mts.} = 34.1 \text{ mts.} \quad P = 3.41 \text{ kg/cm}^2.$$

De la división de la tubería de 14" a la entrada del sistema se hace la misma operación.

$$L = 36 \text{ mts.}$$

$$D = 12" = .3048 \text{ mts.}$$

$$Q = \text{M}^3/\text{min} \quad 16 = .2667 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Z = 57.35 - 56.66 = .69 \text{ mts.}$$

$$\text{Cota Piezométrica inicial} = 24.1 \text{ mts.}$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{.3048}{4} = .0762 \quad V = \frac{.2667}{\frac{\pi (.3048)^2}{4}} = 3.65 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$S^{.54} = \frac{3.65}{.8494(100)} = .2175 \quad S = .0595$$

$h_f = 2.14$ mts.

Cota piezométrica = $34.1 + .69 - 2.14 = 32.65$
mts.

El resto de cotas se saca fácilmente, sólo sumando a la cota piezométrica inicial el desnivel y restando las pérdidas entre punto y punto que ya tenemos en las tablas de iteraciones.

Como podemos ver en la hoja de iteraciones, las tuberías de los puntos 4-13 y 7-8, tienen pérdidas aproximadas a cero, esto significa que el diámetro de estas tuberías es muy grande para el agua que circula por ellas, por lo que el diámetro de 4-13 se reduce de 10" a 8" y el de 7-8 se reduce de 8" a 6".

Analizando las cotas piezométricas, podemos darnos cuenta que la más desfavorable es el punto 7, pero que cumple ampliamente con la presión mínima requerida en esta población.

Se procede ahora a repetir el procedimiento de la otra red principal de la población.

En la intersección de las dos mallas principales del poblado tenemos una cota piezométrica de 344 mts. como ya la habíamos calculado.

La cota piezométrica a la entrada de esta segunda malla principal se calcula de la siguiente manera:

$L = 78$ mts.

$D = 316$ mts. .4064 mts.

$$Q = 5.4 \text{ M}^3/\text{min.} = .09 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Cota piezométrica Inicial} = 34.1 \text{ mts.}$$

$$Z = 57.35 - 58 = -.65$$

$$R = \frac{.4064}{4} = .1016 \text{ mts.} \quad V = \frac{.09}{(\pi) \frac{(.4064)^2}{4}} = .6938 \text{ M/seg}$$

$$S_s^4 = \frac{.6938}{.6494(100)(.1016)^{.63}} = .0345 \quad S = .1623$$

$$hf = 12.65.$$

$$\text{Cota piezométrica} = 34.1 - .65 - 12.65 = 20.8 \text{ m.}$$

Observamos que las tuberías 5-6 y 6-7 no tienen casi pérdidas, por lo que podemos reducirlas de 8" a 6" y de 10" a 8".

Vemos que todos los puntos cumplen satisfactoriamente con las presiones requeridas por el poblado.

DISEÑO DE CRUCEROS.

En nuestra red de distribución se presentan uniones, terminaciones, válvulas que presentan generalmente diferencias en cuanto a diámetros y clases de materiales, - lo que hace necesario usar ciertos accesorios especiales - que permitirán evitar las fugas de agua y aumentar la eficiencia en el uso de la red.

Existen varios tipos de canalizaciones que corresponden a los diferentes modos de unión corrientemente utilizados. Se distinguen:

- Las tuberías de enchufe con juntas rígidas (Juntas de plomo).

- Las tuberías de enchufe con uniones flexibles (Juntas tipo Gibault).
- Las tuberías con Bridas.
- Las tuberías "Repid" (con junta automática).

Las tuberías constituyen el elemento esencial de las canalizaciones. Se completan por medio de las piezas de enlace, cada vez que el trazado presenta algún punto singular tales como:

- Unión de dos tramos.
- Cambio de dirección.
- Bifurcación.
- Cambio de diámetro.
- Cambio del tipo de Junta.
- Interposición o adición de un órgano de maniobra o de explotación.

Existen en cada serie de tuberías un cierto número de piezas de enlace "corrientes" que permitan realizar todas las combinaciones normales.

Las piezas especiales de las canalizaciones con enchufe para Juntas rígidas o flexibles llevan, en su mayor parte, dos enchufes. Esta particularidad tiene principalmente las siguientes ventajas:

- Permitir la utilización de los trozos de tubos inevitables cuando deban cortarse en puntos determinados a priori.
- Tener piezas más robustas, puesto que el enchufe constituya por sí mismo un refuerzo.
- Colocar más fácilmente los codos y las tes

cuando haya necesidad de hacerlo.

- Tees, codos y tapas ciegas llevarán atraque de concreto que variará de 0.027 M^3 a 0.070 M^3 en diámetros de 3 a 10 pulgadas respectivamente.

VALVULAS DE SECCIONAMIENTO.

Se localizan en las tuberías principales o de circuito a modo de poder derivar en un momento un mayor gasto en cierta dirección de la red o bien detener el flujo completamente en cierto tramo de la red.

El diseño de los cruceros de este proyecto se localiza en la sección de planos, al final de esta tesis.

Tabla de iteraciones del circuito 1 principal.

+ Primera Corrección.

línea	Q M ³ /min	D m	L m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
1-2	-8.0	0.3556	350	-0.0090	-3.15	0.3938
2-3	-6.0	0.3556	422	-0.0050	-2.11	0.3517
3-4	-5.5	0.3048	292	-0.0070	-2.044	0.3716
4-13	0.5	0.2540	432	0.0002	0.0654	0.1728
13-12	2.0	0.3048	325	0.0010	0.3250	0.1625
12-1	8.0	0.3048	315	0.0150	<u>4.7250</u>	<u>0.5906</u>
					-2.1676	2.0430

$$1 = \frac{-2.1676}{1.85(2.043)} = + 0.5735$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.0	0.3048	325	-0.0011	-0.3575	0.1788
13-4	-0.5	0.2540	432	-0.0002	-0.0950	0.1931
4-5	-4.5	0.2540	150	-0.0140	-2.1000	0.4667
5-6	-3.5	0.2540	302	-0.0033	-2.6576	0.7593
6-7	-2.7	0.2540	258	-0.0055	-1.4190	0.5256
7-8	-0.5	0.2032	64	-0.0006	-0.0352	0.0704
8-9	0.5	0.2032	290	0.0006	0.1740	0.3480

9-10	2.5	0.2540	345	0.0048	1.6560	0.6524
10-11	3.5	0.2540	48	0.0055	0.4080	0.1166
11-12	4.0	0.2540	91	0.0090	<u>0.8190</u>	<u>0.2048</u>
					-3.6073	3.5227

$$2 = - \frac{-3.6073}{1.85(3.5227)} = +0.5535$$

+ Segunda corrección.
circuito 1

línea	O	D	L	S	h	h/Q
1-2	-7.43	0.3556	350	-0.0057	-1.9950	0.2695
2-3	-5.43	0.3556	422	-0.0045	-1.8990	0.3497
3-4	-4.93	0.3048	292	-0.0053	-1.8396	0.3731
4-13	0.52	0.2540	432	0.0005	0.1944	0.3738
13-12	2.02	0.3048	325	0.0009	0.2925	0.1440
12-1	8.57	0.3048	315	0.0017	<u>0.5355</u>	<u>0.0325</u>
					-4.7114	1.5724

$$1 = - \frac{-4.7114}{1.85(1.5724)} = +1.6511$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.02	0.3048	325	-0.001	-0.3250	0.1609

13-4	-0.52	0.2540	432	-0.0003	-0.0003	0.2077
4-5	-3.95	0.2540	150	-0.0100	-1.5000	0.3707
5-6	-2.95	0.2540	302	-0.0007	-0.2054	0.0696
6-7	-2.15	0.2540	258	-0.0034	-0.8772	0.4020
7-8	0.05	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000
8-9	1.05	0.2032	290	0.0031	0.8090	0.1660
9-10	3.05	0.2540	345	0.0067	2.3115	0.7579
10-11	4.05	0.2540	48	0.0100	0.4800	0.1195
11-12	4.55	0.2540	91	0.0140	<u>1.2740</u>	<u>0.2800</u>
					1.9489	3.2385

$$2 = - \frac{1.9489}{1.85(3.2385)} = -0.3253$$

+ Tercera corrección.

círculo 1

línea	Q	D	L	S	n	h/Q
1-2	-5.78	0.3556	350	-0.0044	-1.5400	0.2664
2-3	-3.78	0.3556	422	-0.0003	-0.1055	0.0279
3-4	-3.28	0.3048	292	-0.0030	-0.8760	0.2671
4-13	2.50	0.2540	432	0.0046	1.9872	0.7949
13-12	4.00	0.3048	325	0.0042	1.3650	0.3413
12-1	10.22	0.3046	315	0.0250	<u>8.7050</u>	<u>0.7705</u>
					8.7057	2.4631

$$1 = - \frac{8.7057}{1.85(2.4631)} = 1.9066$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-4.0	0.2048	325	-0.0039	-1.2675	0.3109
13-4	-2.50	0.2540	432	-0.0040	-1.7230	0.6912
4-5	-4.28	0.2540	150	-0.0120	-1.8000	0.4206
5-6	-3.28	0.2540	302	-0.0074	-2.2348	0.6613
6-7	-2.48	0.2540	258	-0.0050	-1.2900	0.5202
7-8	-0.22	0.2032	64	-0.0003	-0.0160	0.0571
8-9	0.72	0.2032	250	0.0014	0.4050	0.5639
9-10	2.72	0.2540	345	0.0056	1.9320	0.7103
10-11	3.72	0.2540	48	0.0090	0.4320	0.1161
11-12	4.22	0.2540	91	0.0110	<u>1.0010</u>	<u>0.2372</u>
					-4.5553	4.3148

$$2 = - \frac{-4.5653}{1.85(4.3148)} = +0.5719$$

Cuarta Corrección.
circuito 1

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-7.69	0.3556	350	-0.0090	-3.150	0.4096
2-3-	-5.69	0.3556	422	-0.0040	-1.6590	0.2967
3-4	-5.19	0.3048	292	-0.0050	-1.4000	0.2813
4-13	0.02	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
13-12	1.52	0.3048	325	0.0006	0.1950	0.1283
12-1	8.31	0.3048	315	0.0110	<u>3.4550</u>	<u>0.4170</u>
					-2.6380	1.5239

$$1 = - \frac{-2.638}{1.85(1.5329)} = +0.93$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-1.52	0.03048	325	-0.0007	-0.2275	0.1497
13-4	-0.02	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
4-5	-3.71	0.2540	150	-0.0000	-1.3500	0.3639
5-6	-2.71	0.2540	302	-0.0055	-1.6610	0.6129
6-7	-1.91	0.2540	258	-0.0024	-0.6192	0.3242
7-8	0.29	0.2032	64	0.0003	0.0160	0.0552
8-9	1.29	0.2032	290	0.0037	1.0750	0.8318
9-10	3.29	0.2540	345	0.0073	2.5185	0.7655
10-11	4.29	0.2540	46	0.0120	0.5760	0.1343
11-12	4.79	0.2540	91	0.0150	<u>1.3650</u>	<u>0.2850</u>
					2.3100	3.5225

$$2 = - \frac{2.31}{1.85(3.5225)} = -0.3545$$

+ Quinta Corrección.

circuito 1

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-6.76	0.3556	350	-0.0060	-2.1000	0.3107
2-3	-4.76	0.3556	422	-0.0036	-1.5192	0.3192

3-4	-4.25	0.3048	292	-0.0053	-1.5476	0.3633
4-13	1.30	0.2540	432	0.0013	0.5516	0.4320
73-12	2.80	0.3048	325	0.0024	0.7800	0.2785
12-1	9.24	0.3048	315	0.0200	6.3000	0.5218

$$1 = - \frac{2.4748}{1.85 (2.3856)} = -0.5608$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.80	0.3048	325	-0.0022	-0.715	0.2554
13-4	-1.30	0.3048	432	-0.0015	-0.6480	0.4985
4-5	-4.06	0.2540	150	-0.0098	-1.4700	0.3621
5-6	-3.05	0.2540	302	-0.0063	-1.9026	0.6218
6-7	-2.25	0.2540	258	-0.0042	-1.0836	0.4795
7-8	-0.06	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000
8-9	0.94	0.2032	290	0.0022	0.6380	0.6787
9-10	2.94	0.2540	345	0.0065	2.2425	0.7628
10-11	3.94	0.2540	48	0.0100	0.4800	0.1218
11-12	4.44	0.2540	91	0.0140	1.2740	0.2869
					-1.1847	4.0675

$$2 = - \frac{-1.1847}{1.85(4.0675)} = +0.1574$$

+ Sexta corrección.

circuito 1.

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-7.32	0.3556	350	-0.007	-2.4500	0.3347
2-3	-5.32	0.3556	422	-0.0042	-1.7724	0.3332
3-4	-4.82	0.3048	292	-0.0055	-1.6060	0.3332
4-13	0.58	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
13-12	2.08	0.3048	325	0.0013	0.4225	0.2031
12-1	8.68	0.3048	315	0.0190	<u>5.9650</u>	<u>0.6595</u>
					0.5791	1.8937

$$f = - \frac{.5791}{1.85(1.8937)} = -0.1653$$

circuito 2

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
12-13	-2.08	0.3048	325	-0.0012	-0.3950	0.1875
13-4	-0.58	0.2540	432	0.0000	0.0000	0.0000
4-5	-3.90	0.2540	150	-0.0094	-1.4100	0.3615
5-6	-2.90	0.2540	302	-0.0060	-2.4160	0.8331
6-7	-2.10	0.2540	258	-0.0035	-0.9030	0.4300
7-8	0.10	0.2032	64	0.0000	0.0000	0.0000

8-9	1.10	0.2540	290	0.0011	0.319	0.2900
9-10	3.10	0.2540	345	0.0068	2.345	0.7568
10-11	4.10	0.2540	48	0.0120	0.576	0.1440
11-12	4.50	0.2540	91	0.0130	<u>1.170</u>	<u>0.2543</u>
					-0.708	3.2572

$$2 = - \frac{-0.708}{1.85(3.2572)} = +0.1175$$

Tabla de iteraciones del circuito 2 principal

+ Primera Corrección.

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-2.00	0.2540	200	-0.0025	-0.0500	0.2500
2-3	-1.00	0.2032	146	-0.0025	-0.3650	0.3650
3-4	-0.50	0.2032	215	-0.0006	-0.1183	0.2365
4-5	-0.20	0.2032	146	-0.0001	-0.0190	0.0949
5-6	0.60	0.2032	310	0.0010	0.3100	0.5167
6-7	1.10	0.2540	176	0.0013	0.2288	0.2080
7-8	1.50	0.2540	319	0.0025	0.7975	0.4197
8-1	3.40	0.2540	175	0.0070	<u>1.2250</u>	<u>0.3603</u>
					1.5590	2.4511

$$= - \frac{1.559}{1.85(2.4511)} = -0.3436$$

+ Segunda corrección.

línea	Q	D	L	S	h	h/Q
1-2	-2.34	0.2540	200	-0.0040	-0.8000	0.3419
2-3	-1.34	0.2032	146	-0.0045	-0.6570	0.4903
3-4	-0.84	0.2032	215	-0.0019	-0.4035	0.4863
4-5	-0.54	0.2032	146	-0.0008	-0.1168	0.2163
5-6	0.26	0.2032	310	0.0002	0.0582	0.2263
6-7	0.76	0.2540	176	0.0005	0.0980	0.1158
7-8	1.56	0.2540	319	0.0022	0.7018	0.4499
8-1	3.06	0.2540	175	0.0060	<u>1.0500</u>	<u>0.3431</u>
					-0.0743	2.7059

$$= - \frac{-0.0743}{1.85(2.7059)} = +0.0148$$

CAPITULO VIII

PRESUPUESTO

DE LA

RED DE DISTRIBUCION

P R E S U P U E S T O

Concepto	Cant	Unidad	P.U.	P.T.
I- Tanques de Regulación.				
I-1 Muros de Mampostería	386	M ³	\$ 38,000	\$14'668,000
I-2 Piso de concreto 20 cms	58	M ³	110,000	6'380,000
I-3 Armado y colado de zapatas	2	Pza	91,500	183,000
I-4 Armado y colado de columnas	2	Pza	60,625	121,250
I-5 Aplanado en muros cemento-arena				
I-5 Pulido	336	M ²	8,250	2'772,000
I-6 Vigueria	9,861	Kg	1,020	10'058,220
I-7 Embovedado	384	M ²	14,500	5'568,000
I-8 Hormigón	384	M ²	7,200	2'764,800
I-9 Ladrillo cotto	384	M ²	6,500	2'496,000
I-10 Impermeabilización	384	M ²	5,000	1'920,000
I-11 Accesorios (Drg nes, válvulas, accesos, salidas, etc.).	2	lote	1'600,000	3'200,000
				\$50'131,270
II- CAPTACION A TANQUES DE ALMACENAMIENTO				19'874,810

III- RED DE DISTRIBUCION

III.1 Excavación 9,382 M³ \$ 5,400 \$50'662,800

III.2 Válvulas y accesorios.

Válvulas de compuerta.

16"	1	Pza	3'050,000	3'050,000
14"	2	Pza	2'225,000	4'450,000
12"	3	Pza	1'600,000	4'800,000
10"	8	Pza	1'298,000	10'384,000
8"	13	Pza	895,000	11'635,000
6"	16	Pza	492,000	7'872,000
4"	25	Pza	240,000	6'000,000
				\$43'601,000

Cruceros de FoFo

14"	7	Pza	298,000	2'086,000
12"	10	Pza	249,000	2'490,000
10"	12	Pza	201,000	2'412,000
8"	7	Pza	152,000	1'064,000
6"	6	Pza	125,000	750,000
4"	11	Pza	98,000	1'078,000
				\$ 9'930,000

Tes de FoFo

16"	1	Pza	250,000	\$ 250,000
10"	14	Pza	195,000	2'730,000
8"	8	Pza	155,000	1'240,000
6"	18	Pza	126,000	2'268,000
4"	14	Pza	98,000	1'372,000
				\$ 7'660,000

Codos FoFo de 45°

16"	1	Pza \$	251,000	\$	251,000
8"	3.	Pza	120,000		360,000
4"	1	Pza	45,000		45,000
					<hr/>
				\$	656,000

Codos FoFo de 22°

30'					
10"	2	Pza \$	183,000	\$	366,000
8"	1	Pza	120,000		120,000
4"	1	Pza	45,000		45,000
					<hr/>
				\$	525,000

Codos FoFo de 90°

10"	1	Pza	183,000	\$	183,000
.6"	2	Pza	83,000		166,000
8"	1	Pza	120,000		120,000
					<hr/>
				\$	469,000

Extremidades FoFo

8"	2	Pza	123,000		246,000
6"	4	Pza	87,000		348,000
4"	85	Pza	48,000		4'080,000
					<hr/>
				\$	4'674,000

Reducciones FoFo

16"/14"	1	Pza	215,000		215,000
14"/12"	3	Pza	198,000		594,000
14"/6"	8	Pza	133,000		1'064,000
14"/4"	4	Pza	124,000		496,000
12"/8"	2	Pza	130,000		260,000
12"/4"	2	Pza	118,000		236,000

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

12"/6"	2	Pza	\$ 125,000	\$ 250,000
12"/10"	1	Pza	165,000	165,000
10"/8"	5	Pza	45,000	225,000
10"/11"	22	Pza	121,000	2'662,000
10"/6"	11	Pza	132,000	1'452,000
8"/6"	11	Pza	105,000	1'155,000
8"/4"	14	Pza	98,000	1'372,000
16/10	1	Pza	198,000	198,000
6"/4"	45	Pza	62,000	2'750,000
				<hr/>
				\$13,134,000

Juntas Gibault

16"	5	Pza	195,000	\$ 975,000
14"	16	Pza	151,000	2'416,000
12"	9	Pza	105,000	945,000
10"	51	Pza	73,000	3'723,000
8"	42	Pza	55,000	2'310,000
6"	97	Pza	36,000	3'492,000
4"	149	Pza	26,000	3'874,000
				<hr/>
				\$17'735,000

III.3 Relleno y Com

pactado 9,382 M³ 7,500 \$70'365,000

III.4 Tuberia A - C

16"	55	Tramos	81,500	\$ 4'452,500
14"	128	Tramos	62,200	7'961,600
12"	137	Tramos	41,700	5'712,900
10"	270	Tramos	30,475	8'228,250
8"	344	Tramos	22,655	7'793,320
6"	850	Tramos	18,400	15'640,000
4"	1345	Tramos	10,255	13'766,075
				<hr/>
				\$ 65,584,645

R E S U M E N

Tanques de Regulación	\$	50'131,270
Conducción y Almacenamiento		19'874,810
Excavaciones y Rellenos		121'027,800
Accesorios y Tubería		162'118,645
Instalación de tuberías (30% costo		
Material)		48'635,593
Indirectos 10%		40'178,810
Honorarios 10%		44'196,692
		\$ 486'163,620
		\$ 486'163,620

BIBLIOGRAFIA.

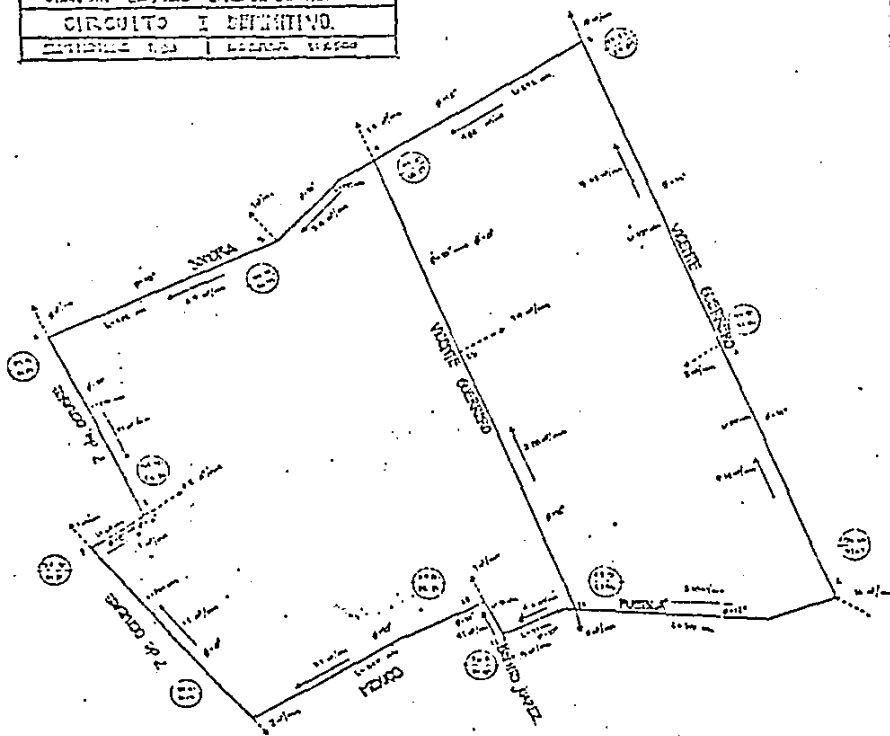
- Abastecimiento de agua y alcantarillado.
Ernest W. Steel / Terence J. Mc.Ghee.
- Mecánico de los fluidos.
Streater / Wylie.
- Datos proporcionados por el INEGI.
- Concreto Reforzado.
Harry Parker.

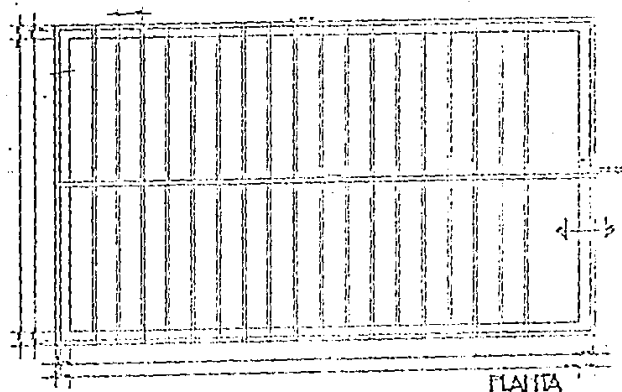
UNIVERSIDAD AMERICANA DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
JACOBUS CARLOS SANCHEZ OLIVERA

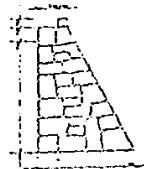
CIRCUITO I DEFINITIVO

ESTACIONES 1-23 | LINEAS 1-14-20

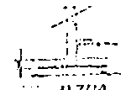




PLANTA



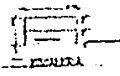
CORTE A-X



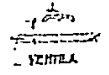
ALZATO



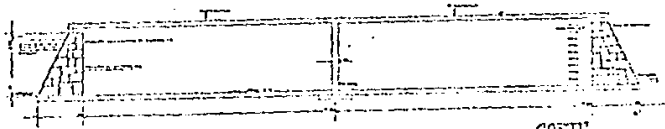
PLANTA



SECCIONE

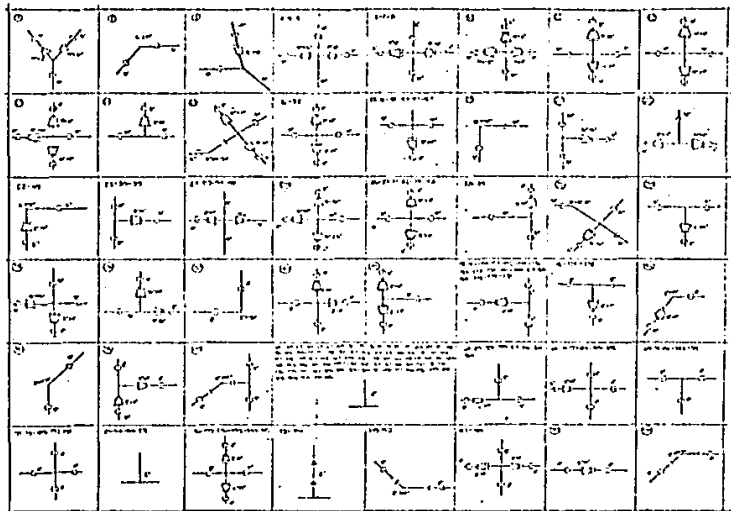


SECCIONE



COSTE

DISEGNO ARCHITETTICO	
PROGETTO	PRODOTTORE
ESECUTORE	REVISORE
CANTIERE	
MATERIALE	
REVISIONI	



DETERMINA LA RESISTENCIA EQUIVALENTE EN LA SALIDA
 D. 1. 10 Ω
 2. 20 Ω
 3. 30 Ω
 4. 40 Ω
 5. 50 Ω
 6. 60 Ω
 7. 70 Ω
 8. 80 Ω
 9. 90 Ω
 10. 100 Ω

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES
 CIENTÍFICAS "VICTOR ESTEVEZ GARCÍA"
 CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES
 CROMÁTICAS Y AGROALIMENTARIAS
 AV. LOS RÍOS S/N. PUERTO LA VIEJA, ZARAGOZA, VENEZUELA