

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA POTABLE
EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMÁN, REPLANTEO Y DISEÑO
DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCIÓN

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARIO JOSÉ DE LEÓN TOLEDO
Y
MARIO REYNALDO PORRAS PALACIOS

AL CONFERÍRSELES EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 1,995

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

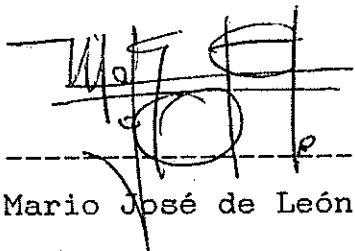
08
T(3536)
204

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

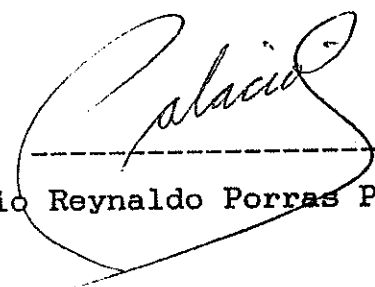
Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presentamos a su consideración nuestro trabajo de tesis titulado:

**ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA POTABLE
EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMÁN, REPLANTEO Y DISEÑO
DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCIÓN**

tema que nos fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de octubre de 1,994



Mario José de León Toledo



Mario Reynaldo Porrás Palacios

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZÁLEZ PODSZUECK
VOCAL 1°	ING. MIGUEL ANGEL SÁNCHEZ GUERRA
VOCAL 2°	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLÓRZANO
VOCAL 3°	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRÍA MÉNDEZ
VOCAL 4°	BR. FREDDY ESTUARDO RODRÍGUEZ QUEZADA
VOCAL 5°	BR. MARIO NEPHTALÍ MORALES SOLÍS
SECRETARIO	ING. FRANCISO JAVIER GONZÁLEZ LÓPEZ

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZÁLEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	ING. PEDRO AGUILAR POLANCO
EXAMINADOR	ING. JUAN MERCK COS
EXAMINADOR	ING. GABRIEL ARTURO PENSAMIENTO MARTÍNEZ
SECRETARIO	ING. FRANCISO JAVIER GONZÁLEZ LÓPEZ



FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.G.068.95
Guatemala, 22 de mayo de 1,995

Señor
Ing. Pedro Quiroa Méndez
Coordinador de la Unidad
de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.
Presente

Señor Coordinador:

Adjunto tengo el agrado de remitir a usted, el trabajo de Tesis de los estudiantes universitarios de la Carrera de Ingeniería Civil MARIO JOSE DE LEON TOLEDO y MARIO REYNALDO PORRAS PALACIOS, quienes desarrollaron el tema ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCION DEL AGUA POTABLE EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMAN, REPLANTEO Y DISEÑO DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCION.

Este trabajo fue desarrollado a través del Programa del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de nuestra Facultad; constituyéndose en un valioso aporte, en virtud de que con la solución propuesta se pretende resolver la problemática del Agua Potable en la población de San Lucas Tolimán, Sololá.

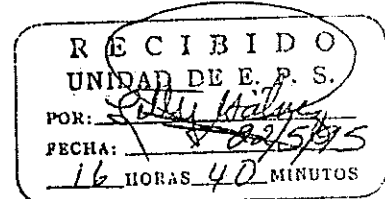
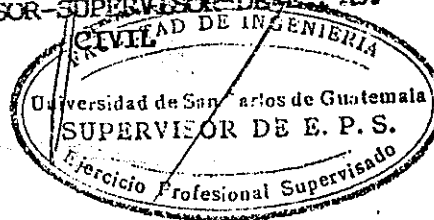
Por lo que, después de haberlo revisado y encontrarlo muy satisfactorio, solicito a usted, darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Muy Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Juan Merck Cos
ASESOR SUPERVISOR DE E. P. S.



JMC/lgg.
c.c.: Archivo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.C.060.95

Guatemala, 24 de mayo de 1,995

Señor
Ing. Jack Douglas Ibarra
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Presente

Señor Director:

Por medio de la presente, le estamos adjuntando el Informe Final, correspondiente al trabajo de Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado **ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCION DEL AGUA POTABLE EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMAN, REPLANTEO Y DISEÑO DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCION.**

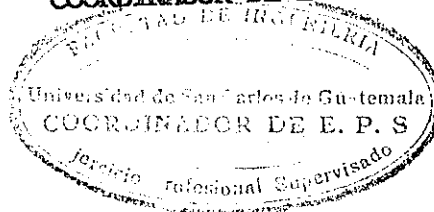
Dicho Proyecto, fue realizado por los estudiantes universitarios **MARIO JOSE DE LEON TOLEDO** y **MARIO REYNALDO PORRAS PALACIOS**, de la Carrera de Ingeniería Civil; debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Muy Deferentemente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

ING. PEDRO QUIROGA MENDEZ
COORDINADOR DE E.P.S.



PQM/lgg.
c.c.: Archivo
Anexo: Dicho Informe Final.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria. zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Pedro Quiroa Méndez, sobre el trabajo de tesis de los estudiantes Mario José de León Toledo y Mario Reynaldo Porras Palacios, titulado ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCION DEL AGUA POTABLE EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMAN, REPLANTED Y DISEÑO DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCION, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, junio de 1,995

JDIS/Ebdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

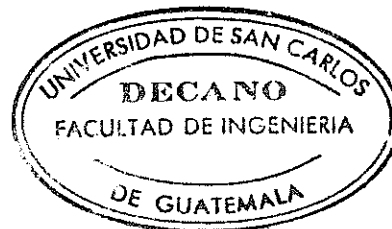
Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCION DEL AGUA POTABLE EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS TOLIMAN, REPLANTEO Y DISEÑO DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCION, de los estudiantes Mario José de León Toledo y Mario Reynaldo Porrás Palacios, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck
DECANO



Guatemala, mayo de 1, 995

/lbcceb.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por haberme otorgado la vida y permitirme crecer en un hogar en donde la abundancia primordial es el amor. Agradezco también, el infinito regalo de la salud, la esperanza, el entusiasmo y la alegría.

Gracias a mis padres: Mario Antonio de León y Beatriz del Rosario Toledo de León, por su permanente esfuerzo y dedicación. Así también a Juanita Valenzuela, y mis hermanas Elena Emilia, Beatriz Eugenia y Patricia Mercedes. Mil gracias por todo.

Especial agradecimiento al Ing. Juan Merck Cos, al contribuir con su valiosa asesoría a la realización del presente trabajo de tesis.

DEDICATORIA A

MI MADRE:

MARTA DEL CARMEN PALACIOS GARCÍA (Q.E.P.D)

MIS HERMANOS:

AURI, JOHANNA, ROSY, ILY, MAGY Y NESTOR OMAR

MIS SOBRINOS:

LESTER IGOR, JULIO CÉSAR, DIEGO ALEJANDRO Y
CLAUDIA MAGALI

MI FAMILIA

MIS AMIGOS

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS

INDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS.....	I
LISTA DE TABLAS.....	II
LÍSTA DE SÍMBOLOS.....	III
GLOSARIO.....	VI
INTRODUCCIÓN.....	VIII

CAPÍTULO

1. MONOGRAFÍA.....	1
1.1 Antecedentes históricos de la cabecera municipal.....	1
1.2 Descripción geográfica.....	2
1.2.1 Localización y ubicación.....	2
1.2.2 Extensión y colindancias.....	2
1.2.3 Aspectos demográficos.....	2
1.2.4 Estándares de vida.....	2
1.2.5 Aspectos climatológicos.....	4
1.3 Sistemas de producción.....	4
1.4 Características de la infraestructura de la cabecera municipal.....	4
1.4.1 Vías de acceso.....	4
1.4.2 Agua potable.....	5
1.4.3 Saneamiento ambiental.....	5
1.4.4 Servicios públicos.....	5
1.4.5 Tipología de la vivienda.....	6
2. CONDICIONES ACTUALES.....	7
2.1 Red de distribución existente.....	7

2.2	Proyecto Patzún - San Lucas Tolimán (ya existente).....	8
2.2.1	Proyecto de línea de conducción Patzún - San Lucas Tolimán.....	8
2.2.2	Fuentes de agua.....	9
2.2.3	Aforo de fuentes de agua.....	9
2.2.4	Estudio de la calidad del agua de los manantiales.....	10
	2.2.4.1 Examen físico.....	10
	2.2.4.2 Contenido orgánico.....	10
	2.2.4.3 Examen químico.....	11
2.3	Otras propuestas de solución del problema de agua potable.....	12
	2.3.1 Proyecto de pozos de la Iglesia Católica.....	12
3.	SERVICIO.....	13
3.1	Trabajos topográficos.....	13
	3.1.1 Planimetría.....	13
	3.1.2 Altimetría.....	15
3.2	Diseño hidráulico.....	17
	3.2.1 Descripción del método de cálculo hidráulico.....	17
	3.2.2 Período de diseño.....	17
	3.2.3 Crecimiento de la población.....	18
	3.2.3.1 Modelo geométrico.....	18
	3.2.3.2 Modelo de incremento lineal..	19
	3.2.3.3 Población al final del período de diseño.....	21

3.2.4	Dotación.....	21
3.2.4.1	Especificación de la Dirección General de Obras Públicas.....	23
3.2.4.2	Normas de urbanismo.....	23
3.2.4.3	Método propuesto por el Ing. Gálvez Sobral.....	24
3.2.4.4	Cálculo preliminar de dotación.....	24
3.2.4.5	Determinación de la dotación.	25
3.2.5	Consumo público, comercial e industrial.....	25
3.2.6	Caudal medio para los puntos de consumo.....	28
3.2.7	Caudal de diseño para los puntos de consumo.....	35
3.2.7.1	Factor de hora máxima.....	35
3.2.7.2	Caudal de diseño.....	35
3.2.8	Método de Cross.....	36
3.2.8.1	Cross para la red No. 1 (servicio de "cota baja")....	36
3.2.8.2	Cross para la red No. 2 (servicio de "cota alta")....	44
3.3	Volumen de los tanques de almacenamiento.....	49
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO...	51
4.1	Diseño de la losa.....	51
4.1.1	Cálculo de momentos en las losas.....	51
4.1.1.1	Cálculo de momentos en losas No.1 y No.6.....	51

4.1.1.2	Cálculo de momentos en losas intermedias.....	53
4.1.2	Cálculo de acero de refuerzo.....	56
4.2	Diseño de viga.....	57
4.2.1	Viga A.....	57
4.2.2	Vigas B y C (Vigas perimetrales).....	61
4.3	Diseño de los muros de los tanques de almacenamiento.....	61
4.3.1	Primer caso: tanque vacío con empuje del suelo, con cargas de losa y vigas.	61
4.3.2	Segundo caso: tanque vacío con empuje del suelo, sin cargas de losa y vigas.	66
4.3.3	Tercer caso: empuje del agua sobre el lado libre del tanque	67
4.3.4	Cuarto caso: muro intermedio de los tanques, uno vacío y otro lleno de agua.....	70
4.4	Diseño de la losa inferior del tanque de almacenamiento.....	73
4.5	Chequeo de corte en el talón.....	74
5.	PRESUPUESTO	77
5.1	Cuantificación de materiales y costo para la red No. 1.....	77
5.2	Cuantificación de materiales y costo para la red No. 2.....	81
5.3	Cuantificación de materiales y costo para un sistema (dos tanques) de almacenamiento.....	85
5.4	Integración total del presupuesto	87

CONCLUSIONES.....	X
RECOMENDACIONES.....	XIII
REFERENCIAS.....	XVI
BIBLIOGRAFÍA.....	XVIII

ANEXOS

ANEXO "A" - Planos constructivos de la red de distribución de agua potable y tanques de almacenamiento.....	XIX
ANEXO "B" - Normas COGUANOR, para agua potable....	XXIX
ANEXO "C" - Libretas de campo (Altimetría y Planimetría).....	XXXV

I

LISTA DE FIGURAS

Descripción	Página
Figura 1-1 Ubicación del municipio de San Lucas Tolimán, Sololá.	3
Figura 3-1 Modelo de crecimiento geométrico.....	22
Figura 3-2 Caudal total final.....	30
Figura 3-3 Red No. 1, iteración inicial.....	38
Figura 3-4 Red No. 1, iteración final.....	43
Figura 3-5 Red No. 2, iteración inicial.....	45
Figura 3-6 Red No. 2, iteración final.....	48
Figura 4-1 Sistema de almacenamiento.....	52
Figura 4-2 Diagrama de momentos.....	55
Figura 4-3 Diagrama de fuerza y dimensiones, primer caso.....	63
Figura 4-4 Diagrama de fuerza y dimensiones, segundo caso.....	68
Figura 4-5 Diagrama de fuerza y dimensiones, tercer caso.....	72

II

LISTA DE TABLAS

Descripción	Página
Tabla 3-1 Cálculo de la población por el método de proyección geométrica.....	20
Tabla 3-2 Cálculo de la población por el método de proyección lineal.....	20
Tabla 3-3 Dotación en función de la población y el clima.....	24
Tabla 3-4 Consumo público, industrial y comercial.....	26,27
Tabla 3-5 Caudal total requerido, por año.....	29
Tabla 3-6 Cálculo del valor de puntos de consumo, caudal de diseño.....	32,33
Tabla 3-7 Red No. 1 "cota baja", iteración No. 1.....	39
Tabla 3-8 Red No. 1 "cota baja", iteración No. 2.....	40
Tabla 3-9 Red No. 1 "cota baja", iteración No. 7.....	42
Tabla 3-10 Red No. 2 "cota alta", iteración No. 1.....	46
Tabla 3-11 Red No. 2 "cota alta", iteración No. 7.....	47

III

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	=	Área de acero
b	=	Base
B_v	=	Base de la viga
cal	=	Calibre
$Ca(-)$	=	Coefficiente ACI, del lado menor para momento negativo
$Cam(+)$	=	Coefficiente ACI, del lado menor para momento positivo, producido por carga muerta
$Cav(+)$	=	Coefficiente ACI, del lado menor para momento positivo, producido por carga viva
$Cb(-)$	=	Coefficiente ACI, del lado mayor para momento negativo
$Cbm(+)$	=	Coefficiente ACI, del lado mayor para momento positivo, producido por carga muerta
$Cbv(+)$	=	Coefficiente ACI, del lado mayor para momento positivo, producido por carga viva
cm	=	Centímetro (s)
d	=	Peralte efectivo de losa o viga
DELTA Q	=	Diferencia de caudales
E	=	Error máximo admisible (altimetría)
E_{acam}	=	Error angular de cierre en el campo
E_{amax}	=	Error angular máximo admisible (Planimetría)
E_s	=	Módulo de elasticidad del acero
F'_c	=	Resistencia a la compresión especificada del concreto
f_i	=	Ángulo de fricción interna (suelos)
F_i	=	Factor de reducción de resistencia
f_s	=	Capacidad soporte del suelo

IV

LISTA DE SÍMBOLO

FS	=	Factor de seguridad
Fu	=	Franja unitaria (un metro)
Fy	=	Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo
H	=	Pérdida de carga
Hmen	=	Pérdidas de carga menores
Hv	=	Altura de la viga
Kg	=	Kilogramo(s)
l	=	Litro(s)
L	=	Luz (distancia a rostro interior)
lb	=	Libra(s)
LMA	=	Límite máximo aceptable
LMP	=	Límite máximo permisible
m	=	Metro(s)
m ²	=	Metro cuadrado
m ³	=	Metro cúbico
m.c.a.	=	Metros columna de agua
msnm	=	Metros sobre el nivel de mar
No.	=	Número
pH	=	Potencial hidrógeno (acidez o alcalinidad del agua).
pie-t	=	Pie tabla
ppm	=	Partes por millón
psi	=	Libra por pulgada cuadrada
P.V.C.	=	Cloruro de polivinilo
Q	=	Quetzales

V

LISTA DE SÍMBOLO

Q	=	Caudal
Q ₀	=	Caudal inicial de la interacción considerada
qq	=	Quintales
R _{oa}	=	Densidad del agua
R _{oc}	=	Densidad del concreto
R _{om}	=	Densidad del muro
SQR	=	Raíz cuadrada
Sum	=	Sumatoria
t	=	Espesor de losa
ton	=	Tonelada métrica
%	=	Por ciento
°	=	Grados
'	=	Minutos
'	=	Pies
"	=	Segundos
"	=	Pulgada

VI GLOSARIO

1. Acabados:
Son trabajos de albañilería, que tienen por objetivo la protección de la estructura y la apariencia final de la obra, por ejemplo: repello, cernido y piso.
2. Agua Potable:
Es aquella que por sus características de calidad es adecuada para el consumo humano (aquella que no contiene micro-organismos patógenos ni sustancias tóxicas deletéreas que causen enfermedad alguna) y además, es agradable a los sentidos.
3. Caudal:
Volumen del fluido en la unidad de tiempo.
4. Conexión domiciliar:
Tuberías y accesorios destinados a llevar el servicio de agua potable; de la red de distribución al interior de la vivienda.
5. Consumo:
Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la localidad que se abastece y varía de ciudad en ciudad.
6. Cota alta:
Se refiere a los puntos con mayor elevación (ubicados en las partes altas del terreno).
7. Cota baja:
Se refiere a los puntos de la población con menor elevación (ubicados en las partes bajas del terreno).
8. Dotación:
Volumen de agua proporcionada a una unidad de medida (habitante, comercio, industria, etc.) durante un período determinado.
9. Manantial:
Lugar en donde un manto acuífero aflora a la superficie.
10. Medidor o Contador:
Aparato mecánico que registra el consumo de agua.
11. Pérdida de carga:
Es la energía por masa unitaria de agua que a causa de la resistencia superficial dentro del conducto, es convertida desde energía mecánica a energía térmica.

VII

12. Presión negativa:
Es aquella presión ejercida en sentido contrario a la presión ejercida por el peso propio del muro.
13. Red de distribución:
Es un conjunto de elementos compuestos de tuberías, válvulas e interconexiones, que contribuyen a conducir y distribuir agua a cada conexión domiciliar.
14. Tanque de almacenamiento:
Depósito artificial cubierto, destinado a recolectar agua, para compensar las variaciones en el consumo diario de una ciudad o población.
15. Visar:
Es el procedimiento topográfico que consiste en localizar la estación en estudio por medio del aparato, ya sea teodolito o nivel de precisión.

VIII INTRODUCCIÓN

El agua, en el desarrollo de las comunidades, es de vital importancia. La historia del hombre, es la historia del agua. No ha habido comunidad ajena a esta necesidad; no la hay actualmente, ni la habrá en el futuro. Mientras el hombre exista, ya sea individual o comunitariamente, su vida depende del agua. La Historia, como ciencia, tiene como protagonista principal, al Hombre; es decir, no hay Historia, si no hay hombre; y no hay hombre, si no hay agua.

Todas las comunidades en su teología original, representan al agua como un regalo de los Dioses. El agua ha sido motivo de interés y estima por todas las religiones existentes, pues representa para todas las comunidades, la vida, la paz, la esperanza, salud y la pureza .

Cerca ya del año 2,000; en este bello país, aún existen comunidades que no cuentan con esta bendición.

A pesar de ser reconocido como un derecho fundamental del hombre, en Guatemala, un gran porcentaje de comunidades no cuentan con un servicio adecuado de agua potable. Tal es el caso de San Lucas Tolimán, Sololá.

En esta comunidad, el agua es bombeada desde el lago de Atitlán hacia unos tanques de almacenamiento, para ser posteriormente distribuida en la comunidad. En este sistema, existen los siguientes problemas: 1) El agua está contaminada. 2) El sistema de bombeo es inadecuado y muy caro (por utilizar energía eléctrica). 3) El sistema de distribución presenta fugas.

Para solucionar estos problemas, se busca implementar un sistema de agua potable, que opere por gravedad. El objetivo del presente trabajo es exclusivamente el sistema de distribución en la comunidad.

Por solicitud del Comité de Agua Potable de San Lucas Tolimán, la Universidad de San Carlos de Guatemala, a través de la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería, participó directamente en la resolución del problema del agua potable, en el aspecto concerniente al sistema de distribución.

Son los estudiantes Mario Reynaldo Porrás Palacios y Mario José de León Toledo, los designados por dicha Unidad, para la realización profesional de todos los trabajos que requiera la

IX

solución de la problemática presentada. El resultado es el presente documento, titulado: **ESTUDIO SOBRE LAS CONDICIONES DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA POTABLE EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN LUCAS, TOLIMÁN, REPLANTEO Y DISEÑO DE LA NUEVA RED DE DISTRIBUCIÓN.**

Inicialmente, se presenta un estudio general de las características de la Comunidad, a través de una monografía. Posteriormente se explican algunas alternativas (ya existentes), propuestas para solucionar el problema de abastecimiento de agua potable; tal es el caso del proyecto Patzún - San Lucas Tolimán.

Seguidamente, en el capítulo No. 3, se describe la parte medular del presente trabajo, que consiste en el diseño hidráulico del sistema de distribución. Este sistema consiste de dos redes; una que surte a los puntos ubicados en "cotas altas"; mientras que la otra red, surte a los puntos ubicados en "cotas bajas" (puntos altos y puntos bajos, respectivamente).

Luego, en el capítulo No. 4, se explica el diseño estructural de los tanques de almacenamiento.

El capítulo No. 5 describe las actividades de interacción con la comunidad, es decir, la enseñanza - aprendizaje ; a través de la participación de los epesistas en la docencia.

Para finalizar la parte técnica del presente trabajo, en el capítulo No. 6 se presenta el presupuesto desglosado de todo el proyecto (redes y tanques de almacenamiento).

Así también, se presenta la síntesis de la investigación, por medio de las conclusiones y recomendaciones, pertinentes.

En la parte final del documento, la información técnica necesaria, es plasmada en planos constructivos. Éstos se adjuntan, al presente trabajo, identificándolos como anexo "A".

El desarrollo del presente trabajo, conlleva la satisfacción de haber cumplido con los objetivos propuestos, y representa para los investigadores, la grata oportunidad de servir a la comunidad, a través de proyectos que inciden directamente en la calidad de vida, el bien común y la justicia social.

CAPÍTULO 1 MONOGRAFÍA

1.1 Antecedentes históricos de la cabecera municipal

A mediados del siglo XV, según consta en el Memorial de Sololá, el pueblo de Tolimán principió a formarse cuando las tribus cakchiqueles, comenzaron a adquirir poderío y extender sus dominios, llegando hasta los márgenes del lago de Atitlán, que ocupaba el reino de los tzutuhiles.

Esta mezcla de población de tzutuhiles y cakchiqueles se asentó en un lugar llamado Tziquinajay, (en cakchiquel significa "casa de pájaros"), en frente de la actual población de Santiago Atitlán.

Estos pobladores se situaron también en el lugar llamado Pachitulul (en cakchiquel significa "palo de injerto") y en Xeracanabaj (en cakchiquel significa "abajo de la piedra"), ambos lugares constituyen hoy, parte del área rural del municipio, ubicados en la orilla del Lago y a poca distancia del casco urbano.

San Lucas Tolimán fue fundado a mediados del siglo XVI, mencionándose ya en los Anales de los Cakchiqueles en 1,598. Fray Diego de Ocaña, sacerdote de la orden de los Dominicos, escribe sobre el pueblo en 1,662 al realizar una descripción del lago de Atitlán, diciendo que es un pueblo de origen precolonial, perteneciente al reino de los tzutuhiles. A finales del siglo XVI lo menciona Fuentes y Guzmán, señalándolo como un centro poblado, menos numeroso que el de Santiago Atitlán. Más tarde en una descripción escrita por el Arzobispo Córtez Larraz, correspondiente al siglo XVIII, aparece San Lucas Tolimán, como una población de raza e idioma tzutuhil, cuyos habitantes se dedican a la pesca, a la cosecha de maíz y el cultivo de chian, planta utilizada para hacer refrescos y extraer aceite.

El 27 de agosto de 1,836, en el reparto de pueblos para el sistema de administración de la justicia, San Lucas Tolimán fue agregado al circuito de Atitlán.

San Lucas obtiene su nombre en honor al apóstol del mismo nombre y "Tolimán" que significa "Lugar donde se cosecha el tule", planta acuática que crece a la rivera del Lago y es utilizado en la fabricación de petate.

1.2 Descripción geográfica

1.2.1 Localización y ubicación

El municipio de San Lucas Tolimán, se encuentra ubicado en el departamento de Sololá, que pertenece a la zona occidental de la República de Guatemala (ver figura 1-1). La cabecera municipal está localizada a 1,591.894 metros sobre el nivel del mar (msnm), a una latitud norte de 14 ° 37' y 58" y longitud oeste de 91 ° 08' y 32", (banco de marca colocado por el Instituto Geográfico Militar, frente al Palacio Municipal).

1.2.2 Extensión y colindancias

San Lucas Tolimán tiene una extensión territorial de 116 kilómetros cuadrados, y su casco urbano posee una extensión territorial de 0.91 kilómetros cuadrados. El municipio está limitado de la siguiente manera: al norte, con el municipio de San Antonio Palopó y el Lago de Atitlán; al sur, con el municipio de Patulul (Suchitepéquez); al este, con los municipios de Patzún y Pochuta (Chimaltenango); al oeste, con el municipio de Santiago Atitlán.

1.2.3 Aspectos demográficos

La población urbana de San Lucas Tolimán es de 8,077 habitantes (censo de 1,993 proporcionado por el Centro de Salud de la cabecera municipal), con una tasa de crecimiento anual de 2.60% .

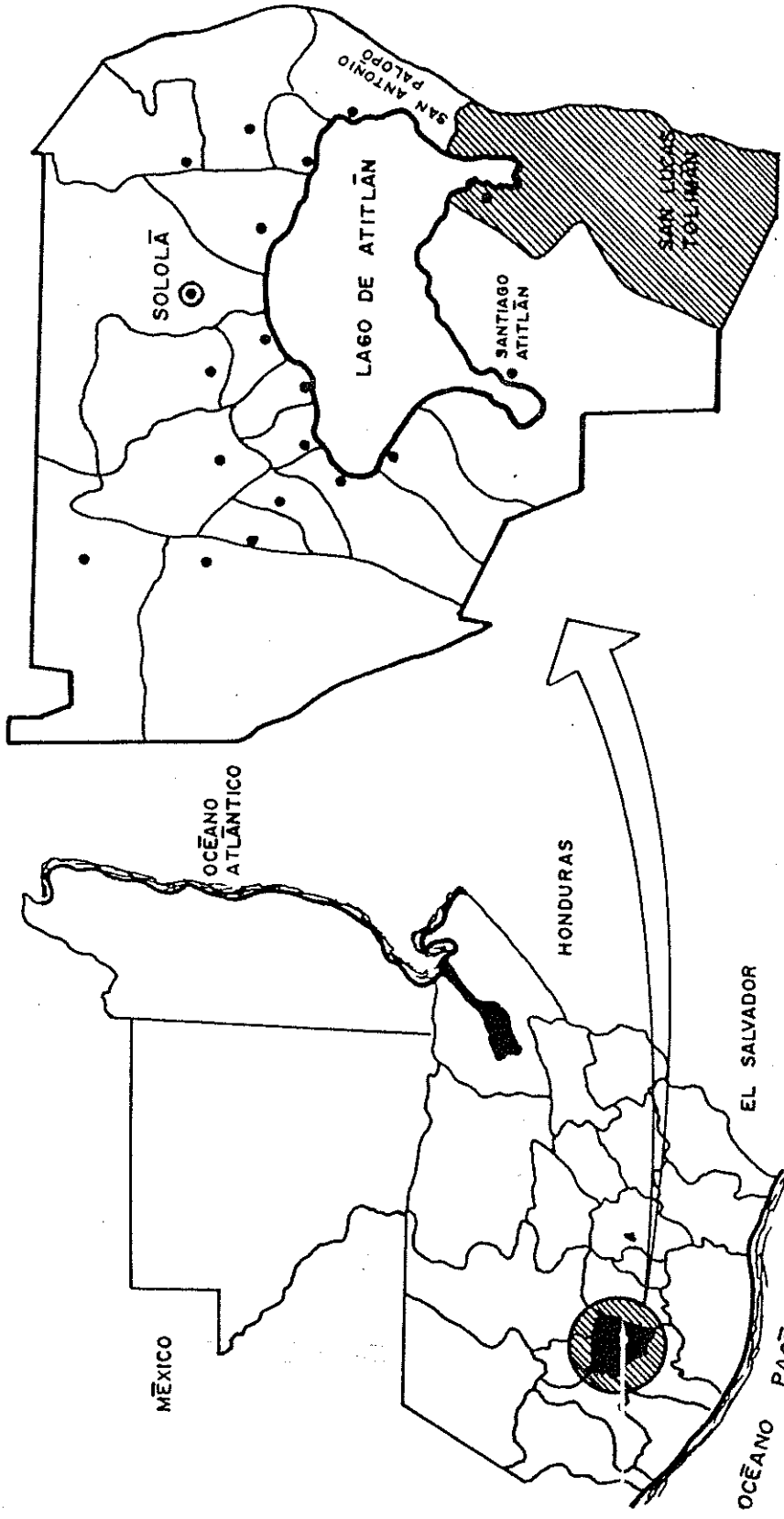
La población está constituida por un 80% de raza indígena (cakchiquels y tzutuhiles) y el 20% de ladinos.

1.2.4 Estándares de vida

El cultivo de café es el que brinda a los pobladores de San Lucas Tolimán los mayores ingresos; por ser la cosecha de este cultivo anual, la mano de obra requerida es temporal, dedicándose los habitantes a otras actividades menos lucrativas el resto del año. En San Lucas Tolimán existen centros de asistencia social (Katori y Proyecto Amistad) para niños.

La tasa de analfabetismo es de un 60%, principalmente por ser de bajo ingresos económicos y desde muy temprana edad se dedican a la agricultura. Su dieta alimenticia es de frijol, maíz, arroz y aves de corral.

FIGURA 1-1
UBICACIÓN DEL MUNICIPIO DE
SAN LUCAS TOLIMÁN, SOLOLÁ



DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

REPÚBLICA DE GUATEMALA

1.2.5 Aspectos climatológicos

San Lucas Tolimán cuenta con una estación meteorológica cuyo nombre es "El Capitán". Actualmente no está en funcionamiento y en su último reporte registra las siguientes condiciones climáticas:

Temperatura máxima media anual de 26.2 °C.

Temperatura mínima media anual de 13.5 °C.

Temperatura media anual de 19 °C.

Precipitación anual de 1100 mm.

1.3 Sistemas de producción

a. Agrícola: La producción de café es el cultivo principal de San Lucas Tolimán; aunque es uno de los mejores de Guatemala, su rendimiento es muy bajo debido al empleo de técnicas de cultivo tradicionales. Otros cultivos que produce el municipio son:

Tomate, aguacate, chile pimiento, maíz y hortalizas.

b. Industrial: San Lucas Tolimán no cuenta con altos niveles de producción industrial, la artesanía es su principal industria, como por ejemplo la elaboración de trajes típicos, adornos decorativos con matices mayas, y la cantería.

La industria hotelera de San Lucas Tolimán, es una de las más bajas si se compara con la de otros municipios situados a orillas del lago de Atitlán.

1.4 Características de la infraestructura de la cabecera municipal

1.4.1 Vías de acceso

San Lucas Tolimán se encuentra a una distancia de 146 Km. desde la ciudad capital; se comunica con ésta por medio de carretera asfaltada (CA 9, CA 2). Así también por la Ruta Interamericana, vía el Altiplano a una distancia de 167 Km. (CA 1).

El Municipio está separado de la Cabecera Departamental por una distancia de 42 Km.

San Lucas se comunica con Santiago Atitlán, por medio de una carretera de terracería (16 Km.). Asimismo, desde San Lucas Tolimán a Patulul, hay una distancia de 33 Km. y la carretera es asfaltada.

Otra vía de transporte importante es el lago. San Lucas se

comunica con Panajachel, San Antonio Palopó, y otros pueblos ubicados a orillas del lago, vía lacustre.

1.4.2 Agua potable

El agua que consume la población proviene del lago de Atitlán. Esta fuente de agua a través de los años se ha ido contaminando, debido a que a ésta fluyen las aguas negras de los municipios y poblaciones asentadas a la orilla del Lago, así como el residuo de los beneficios de café, los cuales vierten sus aguas servidas al Lago. Otro factor que contribuye a la contaminación es la utilización de las playas como lavaderos públicos de ropa. Además, son contaminantes los productos químicos que utilizan en la agricultura, como fungicidas, herbicidas, etc. y que son conducidos por las lluvias, hasta drenar finalmente en el Lago.

1.4.3 Saneamiento ambiental

San Lucas Tolimán no cuenta con una red de drenaje sanitario, la disposición de excretas es efectuada hacia pozos ciegos y pozos en los cuales el suelo es muy permeable, lo que permite una evacuación del agua servida eficientemente. En los sectores de población con menos recursos, las aguas servidas son drenadas a flor de tierra.

Las aguas pluviales tienen drenaje natural hacia el lago.

La disposición de desechos sólidos (basura), no tiene ninguna regularización, ya que después de recolectarla con un camión, la tiran en los lugares periféricos del casco urbano. El problema consiste en que con la lluvia, los desechos sólidos son arrastrados hacia el Lago.

1.4.4 Servicios públicos

La comunidad cuenta con los siguientes servicios públicos:

- a. Servicio de agua municipal: el agua que utiliza el municipio para consumo humano la extraen actualmente por bombeo del lago y no es potable.
- b. Servicio de drenajes: San Lucas Tolimán no cuenta con una red de drenaje sanitario, y la disposición de aguas servidas es por medio de pozos.
- c. Servicio de energía eléctrica: la cabecera municipal cuenta

con servicio de energía eléctrica. Dicho servicio es proporcionado por el Instituto Nacional de Electrificación (INDE). La mayoría de la población cuenta con este servicio.

- d. Comunicaciones: esta cabecera municipal cuenta con una oficina de Correos y Telégrafos, así como también con el servicio de telefonía (teléfonos comunitarios, monederos y particulares).
- e. Salud: las instituciones estatales de salud y bienestar social, que prestan su servicio en San Lucas Tolimán son las siguientes: Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (I.G.S.S.); Centro de Salud, Asociación Probienestar de la familia (APROFAM). De igual forma, los centros privados de salud, son los siguientes: Centro Médico Cristiano Siloé, Clínica y Hospital Parroquial (auspiciado por la Iglesia Católica) y Clínicas privadas .

1.4.5 Tipología de la vivienda

La clasificación de la tipología de la vivienda, atendiendo al material utilizado en la construcción de la misma, es el siguiente:

- a. Cerramiento vertical:
El 50 % de las viviendas están construidas con madera, el 25% están construidas de block o ladrillo. Finalmente, el 25% restante, son construidas con adobe, bajareque, piedra, etc.
- b. Cerramiento horizontal:
Un 90 % de las viviendas, tienen una cubierta de lámina galvanizada; mientras el 10% restante, posee una cubierta de losa de concreto armado.

CAPÍTULO 2 CONDICIONES ACTUALES

2.1 Red de distribución existente

La comunidad de San Lucas Tolimán, actualmente utiliza un sistema de distribución diseñado en 1,963 por la Dirección General de Obras Públicas. Dicha red, tomaba en consideración una población de aproximadamente 3,500 habitantes y la tubería de conducción era de hierro galvanizado. Esta tubería fue posteriormente sustituida por tubería de P.V.C., desechándose el uso de la original en su totalidad.

En las condiciones actuales, San Lucas Tolimán cuenta con más del doble de la población inicial (1,963). Han transcurrido más de 20 años y en ese lapso, el crecimiento urbano desordenado, generó así también una demanda no planificada. La red fue removida en su totalidad, y las ampliaciones se realizaron sin ninguna base técnica, no cumpliendo normas básicas elementales como por ejemplo, la elaboración de los planos constructivos de dichos trabajos, ni durante la ejecución de los mismos, ni posteriormente. Actualmente, San Lucas Tolimán no cuenta tampoco con un plano urbanístico.

En relación con la elaboración física de los trabajos de renovación de la red inicial, tampoco se contó con supervisión técnica alguna, existiendo problemas serios como por ejemplo la unión de tubería P.V.C. con extremos cortados con machete.

La total falta de planificación y supervisión técnica, produjo entonces un sistema de distribución indefinido (forma geométrica desconocida), así como también en cuanto al sistema de distribución propiamente dicho, es decir, se desconoce si realmente es una red (y si es así, de cuantos circuitos está constituida), o bien, en qué lugares es un ramal o sistema abierto.

En relación con los tanques de distribución, existen cuatro en total, siendo estos: a) un sistema de dos tanques en "La Cipresada". b) un sistema de dos tanques en la finca "Paxán". Actualmente se utilizan únicamente éstos últimos, debido a la posición del lugar de bombeo desde el lago de Atitlán.

Los tanques de Paxán, cuentan con una capacidad aproximada de 241.80 m³ (posteriormente se demostrará que es

insuficiente).

Finalmente, se determinó que no existe forma alguna de controlar la cantidad de agua utilizada por cada vivienda; es decir, no se cuenta con un sistema de medición. De igual forma, tampoco existe control de cantidad de conexiones ilícitas, existiendo un alto porcentaje de las mismas.

En el sistema actual, se bombean aproximadamente 235 GPM (14.82 l./s.), cantidad que es insuficiente porque existe también un gran porcentaje de fugas.

Entonces, el sistema existente, es altamente deficiente, y no cumple con las condiciones mínimas de operabilidad. Además, el período de diseño para el que originalmente fue diseñado, ya expiró; y como se expuso anteriormente, fue totalmente alterado es su concepto de funcionalidad.

El pueblo de San Lucas Tolimán es testigo de la ineficacia del sistema de distribución, pues sufre las consecuencias del mismo a través de fugas de agua, racionamiento, suspensión del servicio, mala calidad (impotabilidad), y muchos factores más.

2.2 Proyecto Patzún - San Lucas Tolimán (ya existente)

2.2.1 Proyecto de línea de conducción Patzún-San Lucas Tolimán

Se ha determinado que la calidad del agua que la comunidad de San Lucas Tolimán actualmente consume, no cumple con las normas mínimas de aceptabilidad; es decir, que es totalmente inadecuada para el consumo humano. Simultáneamente, en la actualidad se bombea agua desde el Lago a los tanques de Paxán y el costo es elevado, puesto que el sistema en sí es ineficiente y además, se debe tomar en cuenta el alto porcentaje de fugas en la distribución (cerca del 30% del agua se desperdicia en las mismas).

Debido a las razones anteriormente expuestas, se busca implementar un sistema de abastecimiento de agua que cumpla con las normas mínimas para ser considerada como potable, y que además dicho sistema, funcione por gravedad.

En el cumplimiento de estos requerimientos, miembros del Comité Pro-Agua Potable de San Lucas Tolimán, localizaron dos manantiales en la finca Santa Elena, jurisdicción del municipio de Patzún, Depto. de Chimaltenango. La distancia total desde los manantiales hasta la comunidad es de 26 kms, y el proyecto de

la línea de conducción fue realizado en el año 1,993; por lo que las consideraciones técnicas del mismo, no serán discutidas en el presente trabajo.

2.2.2 Fuentes de agua

Para el proyecto de agua potable de San Lucas Tolimán, serán consideradas dos fuentes de agua, consistentes en los manantiales anteriormente mencionados.

Los manantiales reciben los nombres de Junay y Mixcolabaj. Los riachuelos formados por los mismos, son afluentes del río Madre Vieja.

La captación de los mismos se hará individualmente, para posteriormente conducirlos a una caja unificadora de caudales.

2.2.3 Aforo de fuentes de agua

Los aforos respectivos, fueron realizados por el Centro de Salud de San Lucas Tolimán, Sololá, siendo los resultados los siguientes:

Manantial Junay:	21.00 l./s.
Manantial Mixcolabaj:	16.00 l./s.
El caudal total disponible es de:	37.00 l./s.

Para la determinación de dichos caudales, se realizaron cinco pruebas en distintas épocas del año, determinándose los valores anteriores como los mínimos registrados en todas las lecturas.

Tomando en consideración que la distancia entre los manantiales y la comunidad es de 26 km., se calculará una pérdida en el caudal disponible, debido a las fugas posibles. El procedimiento es el siguiente:

Distancia total: 26 km.

Pérdida por Km./día: 16,000 l. (fugas y conexiones ilícitas)

Total de pérdida por día = 16,000 l. * 26 km. = 416,000 l./día

Total de pérdida caudal = 4.81 l./s.

Así entonces, se debe restar del caudal aforado, la cantidad que se pierde por fuga; el procedimiento es el siguiente:

Caudal aforado en los manantiales = 37.00 l./s.

Pérdida debida a la distancia = 4.81 l./s.

Caudal final disponible = 32.19 l./s.

Queda determinado, que la comunidad dispondrá de un caudal

neto de 32.19 l./s.

2.2.4 Estudio de la calidad del agua de los manantiales

El Comité de Agua Potable de San Lucas Tolimán realizó algunas pruebas del agua proveniente de los manantiales de Patzún; con la finalidad de determinar su calidad, es decir, la potabilidad del agua, de los mismos. A continuación se describen las pruebas que dicho comité realizó y se describen también otras pruebas o exámenes necesarios para la total aceptabilidad del agua para el consumo humano.

2.2.4.1 Examen físico

Los factores físicos que deben considerarse respecto del agua bruta son los siguientes: temperatura, turbiedad (o turbidez), color, sabor y olor. Todas, excepto la temperatura, son características evaluadas en el laboratorio.

Las características físicas en primer lugar, están determinadas por los sentidos; es decir, el color y la turbidez, son determinados por la vista; el sabor está relacionado con el sentido del gusto y el olfato; mientras que el olor del agua es determinado por el olfato; y en alguna medida, la temperatura del agua se relaciona con el sentido del tacto como con el gusto. Se puede decir, que los aspectos físicos con que el agua debe de cumplir son determinados en medida inicial por los sentidos. El agua que ofenda a cualquiera de nuestros sentidos, será intuitivamente rechazada o se desconfiará de ella, haciendo un uso limitado de la misma.

Las características físicas mencionadas, son evaluadas en laboratorio, basándose en muestras obtenidas bajo condiciones controladas.

En relación con el agua proveniente de Patzún, no existen aun pruebas de laboratorio adecuadas. Únicamente se cuenta con la apreciación subjetiva de las personas responsables del proyecto de conducción (ver recomendaciones).

2.2.4.2 Contenido orgánico

El objetivo de las pruebas de laboratorio, en las que se determina el contenido orgánico, es estimar el NMP (número más probable) de bacterias presentes en el agua.

Las pruebas bacteriológicas del agua deben realizarse con muestras obtenidas y transportadas en condiciones controladas. Existen básicamente dos tipos de exámenes bacteriológicos: a través de la detección de gas debido a la fermentación de la lactosa, y a través de ensayos de membranas. El primer tipo de ensayo, se realiza con muestras normalizadas de 10 cm^3 , 1 cm^3 , y 0.10 cm^3 . Según la norma COGUANOR NGO 29001 (ver anexo "B"), es potable el agua que contenga menos de 3 bacterias por 100 cm^3 .

En el caso de los nacimientos en estudio, estos ensayos se realizaron directamente para la detección de bacterias, pero dichos ensayos no son los normalizados, ni hacen referencia a la norma de COGUANOR. El ensayo en cuestión únicamente concluye que la presencia de bacterias en la muestra proporcionada es "negativa".

2.2.4.3 Examen químico

El objetivo de este examen, es determinar la cantidad de cada uno de los compuestos químicos presentes en el agua analizada.

Los componentes químicos presentes en el agua bruta, que se miden en las pruebas de laboratorio, si ésta se va a utilizar para beber, incluyen la determinación de la dureza, pH, hierro, manganeso, amoníaco, fluoruros, nitritos, nitratos, sulfatos, y total de sólidos en suspensión.

La dureza, medida en forma de carbonato de calcio, suele ser objetable porque incrementa el consumo de jabón. La cantidad permisible de la misma es como máximo de 150 ppm.

El pH es necesario determinarlo, pues es un factor significativo de corrosión. La concentración de iones de hidrógeno, o hidrogeniones del agua, es lo que se denomina pH. El pH menor de 7 indica acidez; el pH igual a 7, indica neutralidad, mientras que una cantidad mayor hasta 14 como máximo, indica alcalinidad. Para consumo humano, el LMA de pH debe estar entre los rangos de 7.0 a 8.5

En relación con la presencia de sustancias químicas en el agua, se sabe que éstas son determinantes para su potabilidad. La presencia de mas de 0.3 ppm de hierro y 0.05 ppm de manganeso, causa manchas en la ropa y las tuberías.

El agua de los manantiales ubicados en Tecpán, no ha sido analizada químicamente. No existe determinación por medio de ensayo de laboratorio de sus cualidades químicas (ver recomendaciones).

2.3 Otras propuestas de solución del problema de agua potable

Existen otros esfuerzos por obtener agua potable para el abastecimiento de la población; pero el único realmente significativo es el realizado por la Iglesia Católica de la comunidad.

2.3.1 Proyecto de pozos de la Iglesia Católica

Debido a la urgente necesidad de obtener agua totalmente apta para el consumo humano, la Iglesia Católica, a través de su programa de misiones internacionales, ha perforado manualmente tres pozos. Estos están ubicados aproximadamente a 20 m. del borde actual del Lago.

El agua es bombeada directamente a la tubería de distribución, es decir, no se almacena en los tanques y tiene las siguientes características:

- a. No contiene bacterias coliformes.
- b. Es altamente turbia, y desagradable para los sentidos de la vista, el gusto y el olfato.
- c. La reacción psicológica es de rechazo a su consumo.
- d. Los pozos no proveen el caudal demandado.
- e. No se elimina el problema de la utilización de energía eléctrica.
- f. El nivel del Lago es inestable, registrando grandes descensos, como ascensos periódicamente; entonces es probable que el nivel freático baje, o bien, que los pozos queden totalmente sumergidos.
- g. Los pozos fueron realizados manualmente, y su profundidad no excede de 30 pies.

Debido a las razones anteriormente expuestas, los trabajos realizados por la Iglesia Católica deberán ser considerados como un sistema de emergencia o de apoyo al sistema principal de distribución, cuando en éste se presente algún inconveniente.

CAPÍTULO 3 SERVICIO

En el desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado, se entiende por servicio, la participación directa de los estudiantes en la resolución del problema específico que plantea la comunidad, y que es objeto del presente estudio. En este caso, el servicio de los epeistas consiste en cuatro actividades linealmente dependientes, siendo éstas, en su orden de ejecución, las siguientes:

- a. Trabajos topográficos.
- b. Diseño hidráulico de la red de agua potable.
- c. Dibujo de planos constructivos de la red.
- d. Elaboración del presupuesto de materiales.

Los dos primeros incisos, serán motivo del presente capítulo, mientras que los planos constructivos, deberán ser consultados en el anexo "A". Finalmente, en el capítulo 5, podrá ser consultado el presupuesto.

3.1 Trabajos topográficos

Los trabajos topográficos permiten determinar la configuración física de la comunidad en estudio. Se utilizará el teodolito en la realización de los trabajos de planimetría; mientras que simultáneamente será utilizado el nivel de precisión en la realización de los trabajos de altimetría.

En la realización de los trabajos topográficos, es imprescindible que el ingeniero ejecute inspecciones preliminares, con la finalidad de formarse un criterio de los elementos que serán determinantes en el diseño hidráulico de la red. Además, estas inspecciones preliminares permiten planificar de forma adecuada, la realización de las operaciones en el trabajo de campo.

3.1.1 Planimetría.

El trabajo consistió en el levantamiento topográfico del casco urbano. Se estableció la relación geométrica existente entre todas las calles, zonas edificadas, áreas de desarrollo futuro y todas aquellas estructuras naturales y artificiales que influyen en el diseño de la red de distribución de agua potable.

Para su mejor estudio, el casco urbano fue dividido en

sectores rectangulares de 400 a 600 metros de lado aproximadamente. Cada uno de estos sectores fue considerado como una poligonal, enlazándose entre sí las poligonales .

El método empleado para el levantamiento topográfico fue conservación de azimut, por tener mayores ventajas que los otros métodos, pues en éste se realizan menos movimientos y se obtiene el azimut de cada línea directamente; lo que permite verificar fácilmente el trabajo ejecutado.

El procedimiento de campo es:

- a. Centrar y nivelar en la estación "E-0".
- b. Con el movimiento general libre y el movimiento azimutal fijo, con lectura 0°00'00", orientar hacia el norte.
- c. Después de orientarlo, fijar el movimiento general y liberar el movimiento azimutal. Visar estación 1 para obtener el valor del azimut.
- d. Medir la distancia de E-0 a E-1.
- e. Dejar el movimiento azimutal fijo (con el ángulo medido del azimut), liberar el movimiento general y trasladarse a la siguiente estación.
- f. Centrar y nivelar en la estación E-1.
- g. Con el movimiento general libre y el movimiento azimutal fijo, mantener el valor del azimut medido en el paso anterior; dar vuelta de campana y visar la estación anterior con anteojo invertido, después, fijar el movimiento general.
- h. Dar vuelta de campana y liberar el movimiento azimutal, después visar la estación siguiente, anotando el valor del ángulo azimutal de la siguiente línea.
- i. Con el valor del azimut obtenido en h, fijar el movimiento azimutal y liberar el movimiento general para trasladarse a la siguiente estación.
- j. Medir la distancia a la estación siguiente.
- k. Repetir los pasos del inciso f, al inciso j, hasta llegar nuevamente al punto inicial (E-0), para verificar de esta forma, el error de cierre angular.

La libreta utilizada es la siguiente:

Est.	P.O.	Azimut	Distancia	Observaciones
0	1	108°55'55"	31.96 m.	Pensión Central
1	2	181°03'10"	36.86 m.	Tienda Princesita

La simbología es la siguiente:

Est. = Número de la estación del aparato.

P.O. = Identificación del punto observado.

En el anexo "C" se incluye la libreta de campo del levantamiento para el polígono identificado con el No. 1.

Para poder determinar si el trabajo de planimetría está correcto, se comparan los errores cometidos, con los errores permisibles o tolerancias.

El error angular de cierre en el campo (E_{acam}), deberá ser menor o igual que el error angular máximo admisible (E_{amax}). El error angular de cierre en el campo será igual a la diferencia entre el azimut final y el azimut inicial. El error angular máximo admisible se determina por la fórmula:

$E_{amax} = a/2 \text{ SQR}(N)$, en donde:

a = aproximación del teodolito.

N = número de estaciones.

Debe chequearse también el error de cierre en distancias, que según la Ley de Agrimensura en su capítulo III, artículo 35, establece que el error admisible en distancia, en terreno de fácil medición es de 0.003 m./m.

3.1.2 Altimetría

Los procedimientos altimétricos tienen por objeto, la determinación de las elevaciones (niveles) de los puntos, o estaciones estudiadas. La nivelación, es el término general que se aplica a cualquiera de los diversos procedimientos altimétricos.

El instrumento empleado para la ejecución de los trabajos de altimetría, es un nivel de precisión. El procedimiento o método empleado en el desarrollo del presente trabajo, es el de la nivelación simple (o geométrica). El objetivo de dicho método es establecer la diferencia de altura entre dos puntos; así como también, cerrar la nivelación para establecer la magnitud del

error y comparar si está dentro de la tolerancia.

La libreta utilizada es la siguiente:

Est.	P.O.	V.A.(+)	A.I.	P.V.(-)	Cota
1	B.N.	0.75	10.75		10.00
	P.V.1			1.35	9.40
2	P.V.1	3.90	13.30		
	P.V.2			0.12	13.18

La simbología es la siguiente:

Est. = Número de la estación del aparato.

P.O.= Identificación del punto observado.

V.A.(+) = Vista atrás. El signo "+" indica que este valor se suma en la operatoria.

A.I.= Altura del instrumento.

P.V.(-)= Punto de vuelta. El signo "-" es para indicar que este valor se resta en la operatoria.

Cota = Altura o elevación en la que se encuentra dicho punto.

En el anexo "C" se incluye la nivelación simple realizada para el polígono identificado con el No. 1

Para poder determinar si el trabajo de nivelación está correcto, se comparan los errores cometidos en el mismo, con los errores permisibles o tolerancias.

Así entonces, el error de cierre deberá ser siempre menor al error máximo admisible "E", calculado de la siguiente forma:

$$E = 2.5 * t * \text{SQR} (K)$$

en donde:

E = Error máximo admisible (en centímetros).

t = Tolerancia (en centímetros por kilómetro).

K = Longitud total de caminamiento (en kilómetros).

Los valores de "t" varían con el orden de la nivelación y con los diversos reglamentos de los diferentes países.

Los trabajos realizados para el diseño de la red, son considerados en este estudio, como de tercer orden; y será el reglamento Toscano, el que servirá de referencia. En dicho reglamento, se establece que, para nivelaciones de tercer orden, el valor de "t" es de 3.00 cm/km.

3.2 Diseño hidráulico

3.2.1 Descripción del método de cálculo hidráulico

Para calcular la red de distribución, se utilizará el método propuesto por el Ing. Hardy Cross, que consiste básicamente en aproximaciones sucesivas y brinda la posibilidad únicamente de chequear las condiciones propuestas por el ingeniero.

Para realizar el cálculo por el método de Cross, se crea una tabla, en la que se indica el caudal de las tuberías que son diseñadas, además de otras variables descritas posteriormente en este mismo trabajo.

Para el cálculo del caudal, se consideran como variables el período de diseño, la dotación, el crecimiento de la población, factor de hora máximo y otros.

3.2.2 Período de diseño

Se entenderá por "período de diseño", al tiempo durante el cual, el proyecto debe funcionar en óptimas condiciones.

El período de diseño depende de la población a servir, es decir, que se estima en base al incremento de la población, y también en base a la vida útil de instalaciones y equipo. Así también, se considera el comportamiento de la obra en sus primeros años de vida.

Para poblaciones pequeñas, el período de diseño es reducido; mientras que para poblaciones grandes, el mismo se incrementa.

El concepto de período de diseño no implica el mismo significado que el concepto de vida útil de las instalaciones y equipo; son períodos distintos. Un sistema de distribución pudo haber concluido el período para el cual fue diseñado, no obstante los materiales constitutivos de dicho sistema aun tienen la aptitud de ser utilizados nuevamente, es decir, no ha caducado su vida útil.

En todo caso, el período de diseño no debe de exceder de 20 años. De igual forma, existen algunas instituciones que otorgan el financiamiento para proyectos de agua potable, siendo éstas las que con base en estudios económicos de menor costo, determinan el período de diseño.

Con base en las anteriores consideraciones, para el proyecto de la nueva red de San Lucas Tolimán, Sololá, el período de diseño será de 20 años.

3.2.3 Crecimiento de la población

El número de habitantes de cualquier comunidad varía en función del tiempo. Usualmente, el número de habitantes se incrementa en la mayoría de las poblaciones con el transcurso del tiempo.

Para determinar la población a servir al final del período de diseño, se deben considerar los factores de crecimiento poblacional siguientes: facilidades de saneamiento, servicios existentes, comunicaciones, actividad productiva, tasa de natalidad y de mortandad, inmigración y emigración. En ausencia de dichos datos, pueden utilizarse modelos de incremento lineal, o bien el modelo geométrico, así como los que consideren población de saturación.

Usualmente, en Guatemala, el modelo geométrico es el más utilizado. No obstante, debe justificarse claramente su escogencia sobre el modelo de crecimiento lineal.

3.2.3.1 Modelo geométrico

Para el cálculo de la población a servir al final del período de diseño, por medio del modelo geométrico, se procede de la siguiente manera:

- a. Se investigan los datos oficiales, por medio de los censos de población.
- b. Se investiga la población existente en el año inicial del período de diseño, o bien, el dato correspondiente al año más cercano al inicio del período de diseño. Para el caso de San Lucas Tolimán, debido a que no existe dato oficial correspondiente al año inicial (1,995), se asume como correcto, el valor indicado por el Centro de Salud de dicha comunidad, que para el año de 1,993 registra una población total de 8,077 habitantes.
- c. Se determina el comportamiento entre censos, relacionándolos por parejas.
- d. Para cada pareja de comparación de datos, se determina una tasa de crecimiento. Con esta tasa, se calcula la población teórica para el año de referencia, en este caso, 1,993 .
- e. Se calcula la diferencia entre la población teórica estimada, y la población real.

- f. Se repite el proceso para todas las parejas que relacionan los censos.
- g. La menor diferencia entre todas las poblaciones calculadas, y la población real (1,993), representa el comportamiento que describe con más aproximación, el crecimiento que ha experimentado la comunidad. Por lo tanto, la tasa correspondiente a dicha diferencia, será la utilizada para calcular la población a servir al final del período de diseño. Previo a dicho cálculo, habrá que proceder de igual forma, utilizando el método lineal.

3.2.3.2 Modelo de incremento lineal

El procedimiento es similar al anteriormente descrito, únicamente se considera que el crecimiento experimentado por la población ha sido en forma lineal. El proceso es el siguiente:

- a. Se comparan los datos de los censos, por parejas.
- b. Se calcula la pendiente de la línea recta, que representa el comportamiento de crecimiento en este modelo.
- c. Con dicha pendiente, y los valores de población; se calcula la población teórica para el año de referencia (1,993).
- d. Se procede a calcular la diferencia entre la población teórica y la población real.
- e. Se hace lo mismo para todas las parejas relacionadas.

Finalmente, se comparan todas las diferencias, es decir, tanto las del método geométrico, como las del método de incremento lineal. La menor diferencia entre todas (en valor absoluto), indicará cual es el método que describe de mejor forma el crecimiento de la población.

Para los cálculos anteriores, se elaboraron las tablas 3-1, y 3-2; que se encuentran en la página siguiente.

En dichas tablas, se nota que la menor diferencia en valor absoluto es de 183, que corresponde al modelo geométrico de crecimiento, en la relación entre los censos de 1,950 con el de 1,981. La tasa de crecimiento respectiva es de 2.60 %, que será utilizada para calcular la población final al período de diseño.

La figura 3-1 describe el comportamiento de 3 posibles modelos de crecimiento. Se observa igualmente, que el modelo que relaciona los censos 1,951-1,981 es el que más se aproxima a la población real (año 1,993).

TABLA 3-1
CÁLCULO DE LA POBLACIÓN POR EL MÉTODO DE PROYECCIÓN GEOMÉTRICA

Año	Pob.	Dif. Pob.	Dif. Años	Tasa crec.	Pob. 1,993	Dif. Pob.
1950	2734					
1964	3822	1088	14	0.0242	7650	427
1950	2734					
1973	4532	1798	23	0.0222	7033	1044
1950	2734					*** La menor
1981	6067	3333	31	0.0260	8260	-183 diferencia.
1964	3822					
1973	4532	710	9	0.0191	6618	1459
1964	3822					
1981	6067	2245	17	0.0276	8407	-330
1973	4532					
1981	6067	1535	8	0.0371	9397	-1320

Fuente: Instituto Nacional de Estadística & elaboración propia.

TABLA 3-2
CÁLCULO DE LA POBLACIÓN POR EL MÉTODO DE PROYECCIÓN LINEAL

Año	Pob.	Dif.	Dif. años	Pend. Pob.	Pob. 1,993	Dif. Pob.
1950	2734					
1964	3822	1088	14	77.7143	6076	2001
1950	2734					
1973	4532	1798	23	78.1739	6095	1982
1950	2734					
1981	6067	3333	31	107.5161	7357	720
1964	3822					
1973	4532	710	9	78.8889	6110	1967
1964	3822					
1981	6067	2245	17	132.0588	7652	425
1973	4532					
1981	6067	1535	8	191.8750	8370	-293

Fuente: Instituto Nacional de Estadística & elaboración propia.

3.2.3.3 Población al final del período de diseño

La fórmula utilizada para calcular la población, por el método geométrico, es:

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

En donde:

Pf = Población al final del período de diseño.

Po = Población en el año inicial del período de diseño.

r = Tasa de crecimiento de la población.

t = Período de diseño (años).

El cálculo es el siguiente:

$$Pf = 8,077 * (1+0.026)^{(2,015-1,993)}$$

$$Pf = 14,207 \text{ habitantes para el año } 2,015$$

3.2.4 Dotación

Se entiende por dotación a la cantidad de agua, que se le suministra a una persona, en la unidad de tiempo. Usualmente en nuestro medio, la dotación se determina en l./hab.-día (o bien Gls/per.-día).

La dotación debe satisfacer las necesidades de consumo de la población, con la finalidad de que ésta, desarrolle sus actividades de la mejor forma posible.

Si por cualquier razón, la población no satisface sus necesidades de consumo, experimenta una presión psicológica que influye en su accionar, repercutiendo en su calidad de vida.

Preferentemente, la dotación se determinará con base en los estudios de demanda de agua de la población de que se trate; o poblaciones cercanas con características similares.

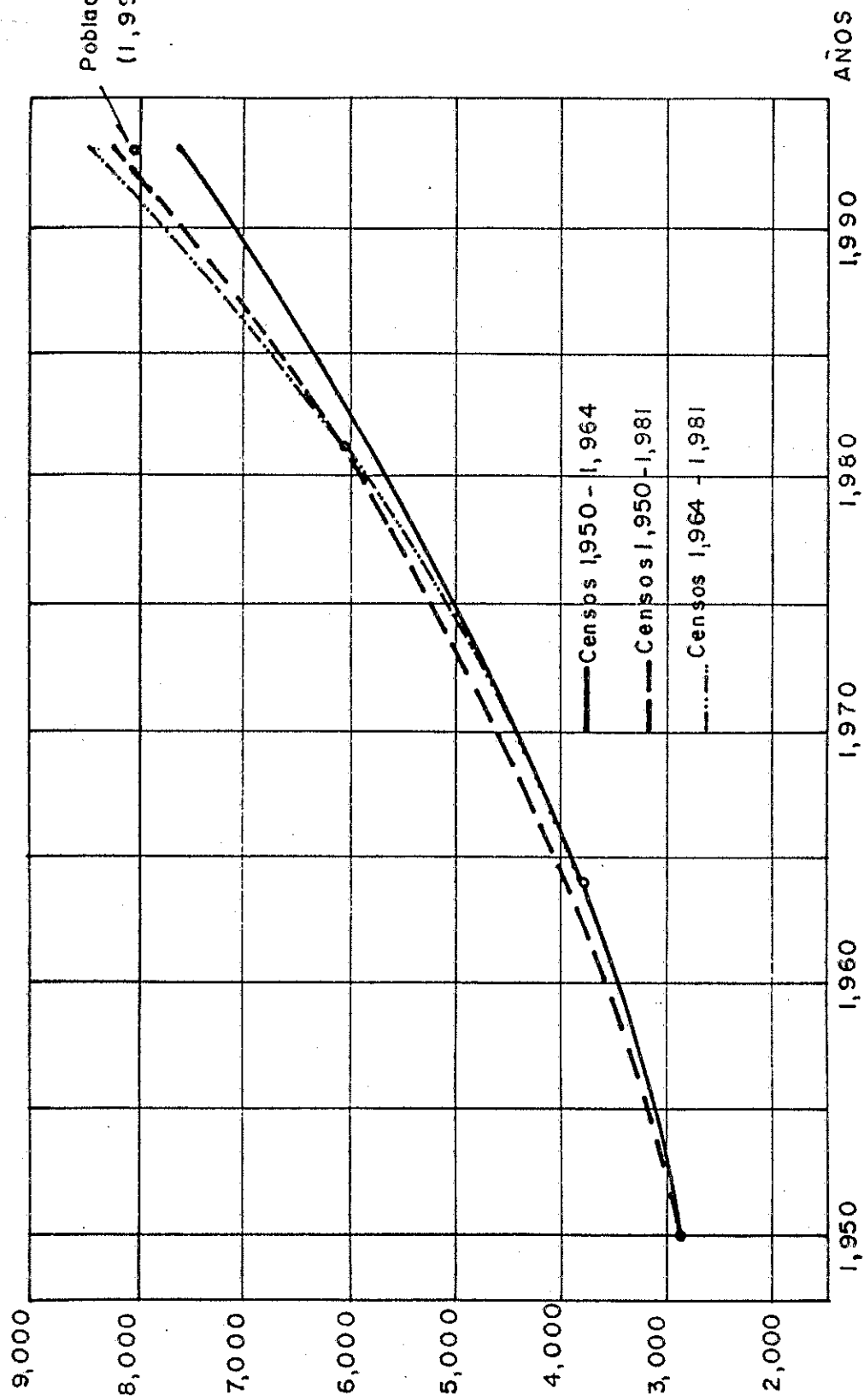
Los factores que influyen en la consumo, son: clima, nivel de vida (estándares de vida), actividad productiva, existencia de abastecimientos privados, existencia de alcantarillado, existencia de contadores (procedimiento de medición), costo del servicio, calidad del agua, presiones en la red y finalmente, la capacidad administrativa de la municipalidad.

Para el caso particular de San Lucas Tolimán, no existe un estudio de demanda de agua. Entonces, se calculará ésta por varios métodos, para que al obtener todos los resultados, éstos se puedan comparar y será el diseñador quien al emplear su criterio y experiencia determinará el valor de la dotación.

Los métodos empleados para determinar el valor de la

FIGURA 3 - 1
MODELO DE CRECIMIENTO GEOMÉTRICO,
TRES POSIBILIDADES DE COMPORTAMIENTO

Hab.



Fuente: tabla 3 - 1

dotación, se describen a continuación.

3.2.4.1, Especificación de la Dirección General de Obras Públicas

Con la finalidad de poder determinar el valor de la dotación, la Dirección General de Obras Públicas determina los siguientes parámetros.

- a. Poblaciones rurales: utilizar de 60 a 100 l./hab.-día.
- b. Poblaciones urbanas: utilizar de 100 a 250 l./hab.-día.

Debido a sus características, San Lucas Tolimán se considera como una población urbana. Y desde el punto de vista de estos parámetros, queda determinada la dotación con un valor de 150 l./hab.-día.

Obviamente, al asumir dicho valor, ya el diseñador ha empleado su criterio; pues en realidad, pudo haber sido cualquier valor comprendido entre 100 y 250 l./hab.-día.

Esta forma de determinar la dotación, tiene la desventaja de ser muy escueta, no toma en consideración el clima, ni los valores de población, etc.

Los factores considerados para determinar el valor de la dotación (150 l./hab.-día) son los siguientes:

- a. San Lucas Tolimán oficialmente es considerada una población urbana, sin embargo, el estándar de vida no es alto; por lo tanto, el valor límite superior queda descartado.
- b. Un valor promedio para la dotación de poblaciones urbanas sería de 175 l./hab.-día; por lo que la dotación asignada a San Lucas Tolimán, deberá ser aproximada a este valor.

3.2.4.2 Normas de urbanismo

Para evitar la discrecionalidad en procedimientos, como en el anterior, existen criterios urbanos para la determinación de la dotación. El urbanista Jan Bazant propone la siguiente tabla, en la que la dotación es función tanto del clima, como del número de pobladores.

Tabla 3-3

DOTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA POBLACIÓN Y EL CLIMA (l./hab.-día)

Población (hab.)	Clima cálido	Clima templado	Clima frío
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
150,000 a más habitantes	350	300	250

Fuente: Bazant, Jan. Manual de criterios de diseño urbano.

Según estos parámetros, la dotación correspondiente a un clima templado, con una población de 14,000 habitantes; debe ser de 125 l./hab.-día.

Se observa que el incremento de la población afecta la actitud de los habitantes en la utilización del agua potable. Es decir, a pesar de que el clima es el mismo, se registrará una mayor demanda de agua conforme crece el número de los habitantes de la comunidad considerada.

3.2.4.3 Método propuesto por el ing. Gálvez Sobral

Este método propone un valor de dotación dependiendo del clima de la población. Además, modifica dicho valor, utilizando factores; mismos que dependen del número de habitantes de la comunidad, de la actividad productiva, y también el estándar de vida.

Con base en los parámetros anteriores, se calcula:

Clima Templado	150 l./hab.-día
Poblaciones 10,000 a 25,000 hab.	120 %
Características agrícolas	100%
Estándar de vida medio	80%

El cálculo es el siguiente:

dotación = 150 (l./hab.-día) * 1.20 * 1.00 * 0.80 ;

dotación = 144 l./hab.-día

3.2.4.4 Cálculo preliminar de dotación

Con la finalidad de obtener una idea aproximada de la

cantidad real de agua que utiliza la población, se realizaron estudios del comportamiento en tres viviendas. Estas cuentan con depósito o tanque elevado de almacenamiento. Se determinó el número de días para el cual el volumen contenido alcanzó para satisfacer la demanda de los habitantes de cada una de las viviendas estudiadas; estableciéndose que actualmente, en San Lucas Tolimán, la población requiere como mínimo de 125.00 l./hab.-día.

3.2.4.5 Determinación de la dotación

Los resultados de los cálculos anteriores, según el método empleado, o norma consultada, son los siguientes:

- | | |
|--|------------------|
| a. Dirección General de Obras Públicas | 150 l./hab.-día. |
| b. Normas de urbanismo (urb. Bazant) | 125 l./hab.-día. |
| c. Coeficientes ing. Galvez Sobral | 144 l./hab.-día. |
| d. Cálculo preliminar de dotación | 125 l./hab.-día. |

Con base en los resultados anteriores, se establece que la dotación para la comunidad de San Lucas Tolimán, será de 150 l./hab.-día. Pareciera ser que el valor correspondiente a las normas de la Dirección General de Obras Públicas es el más recomendado, pero es necesario recordar que dicho valor implica ya desde su determinación, el empleo del criterio del diseñador. En este trabajo, el método de los coeficientes del ing. Galvez Sobral es considerado como la mejor forma de determinar el valor adecuado de la dotación; debido a las variables consideradas en dicho método.

3.2.5 Consumo público, comercial e industrial

El valor de 150 l./hab.-día representa la dotación domiciliar. Es necesario también establecer los valores que demandan para su servicio, tanto el sector público, comercial e industrial.

Para poder determinar el consumo total público, industrial y comercial, se elabora la Tabla 3-4 (ver página siguiente).

En la primera columna de dicha tabla se identifica el usuario del servicio, luego se indica la cantidad (o número existente de usuarios), mientras que en la siguiente columna se determina la unidad de medida de dicha cantidad. Luego se indica la dotación por unidad, es decir, litros por unidad de medida

TABLA 3-4
CONSUMO PÚBLICO, INDUSTRIAL Y COMERCIAL

	Cantidad	Unidad	Dotación (1/unid-dia)	Total (1/dia)	Red No.	Punto de consumo
** Municipalidad:						
Oficinas municipales	240	m. ²	6	1440	1	10
Policia municipal	100	m. ²	6	600	1	10
Salon municipal	790	m. ²	15	11850	1	10
Rastro municipal	1	red/dia	1300	1300	1	2
Mercados	1000	m. ²	15	15000	2	18
Sanitarios públicos	30	Pers.	150	4500	1	10
Fugas	1	Unidad	14400	14400	1,2	proporc.
Lavado de calles e incendio	6000	m. ²	2	12000	1,2	proporc.
Prisión municipal	5	Presos	100	500	1	10
** Escuelas						
Escuela Pachojilaj	175	Alumnos	40	7000	2	11
Escuela Mario Maldonado	275	Alumnos	40	11000	1	13
Escuela Parroquial	275	Alumnos	40	11000	1	15
Ins.Nacional Eduardo Diaz	275	Alumnos	40	11000	1	9
Centro Integral "Bethel"	200	Alumnos	40	8000	1	10
Escuela Nac. Mariano Galvez	400	Alumnos	40	16000	1	4
** Hospitales y clínicas:						
Centro de salud	10	Pers.	600	6000	2	19
Clínica Siloe	30	Pers.	600	18000	1	1
Clínica parroquial	8	Pers.	600	4800	1	15
Hospital Parroquial (nuevo)	40	Pers.	600	24000	2	11
IGGS	10	Pers.	600	6000	1	9
Clínicas particulares	2	Clinicas	500	1000	1	9,10
** Hoteles y pensiones :						
Pensión central	18	Pers.	150	2700	1	10
Pensión Dña. Victoria	24	Pers.	150	3600	1	9
Restaurante Dña. Victoria	125	m ²	40	5000	1	9
Hotel Brisas del Lago	30	Pers.	150	4500	1	15
Pensión Sta. Ana	24	Pers.	150	3600	1	9
Comedor Sta. Ana	64	m ²	40	2560	1	9
Hotel Corintias	70	Pers.	200	14000	1	15
Restaurante Corintias	150	m ²	40	6000	1	15
Pensión Ordoñez	18	Pers.	150	2700	1	9
Hotel Pedro Lima	40	Pers.	150	6000	1	15
Restaurante Pedro Lima	150	m ²	40	6000	1	15
Otros Restaurantes	300	m ²	40	12000	1	9,9,13
Casa huéspedes "Casa Spenser"	20	Pers.	150	3000	1	3
Casa Feliz	150	Pers.	150	22500	1	13

Continúa...

TABLA 3-4 , continuación.

	Cantidad	Unidad	Dotación (1/unid-día)	Total (1/día)	Red No.
** Industria y comercio :					
Granja parroquial	5000	m ²	5	25000	1
Talleres	800	m ²	5	4000	1,2
Comercio	50	Unid.	150	7500	1,2
Beneficios	5000	m ²	2	10000	1
Panaderías	6	Unid.	2000	12000	1,2
Bloqueras	4	Unid.	2250	9000	1,2
Otras pequeñas industrias	7	Unid.	1500	10500	1,2
** Total de consumo público, industrial y comercial (suma col.No.5)					
				357550	
** Actual consumo domiciliario:					
	8077	Hab.	150	1211550	
Porcentaje que representa el consumo público, industrial y comercial, respecto del consumo doméstico.					
	357550 / 1211550		*100	= 29.5118	

Fuente: Elaboración propia

(sean l./s., l./alumno, l./m², etc.). Finalmente, en la quinta columna se calcula el caudal diario total.

Al final se calcula el valor total de dicho consumo (en l./día) y se compara con la dotación domiciliar, con la finalidad de establecer un porcentaje que los relacione .

En dicha tabla se indica que la dotación pública, industrial y comercial, representa el 29.51 por ciento de la dotación doméstica.

Seguidamente, se elabora una tabla en donde se estima la población hasta el año 2,015. Se calcula también, el caudal domiciliar, que es el resultado de multiplicar la dotación (150 l./hab.-día) por el valor de la población del año considerado, dividido entre el número de segundos que tiene un día, que es de 86,400 ; así:

$$8,077 * 150 / 86,400 = 14.0226 \text{ l./s. (caudal domiciliar)}$$

El valor correspondiente al consumo público, industrial, y comercial es el 29.51% del consumo domiciliar, entonces, se calcula así:

$$\text{pub+ind+com} = 0.2951 * 14.0226 = 4.1381 \text{ l./s.}$$

El caudal total, será la suma del caudal domiciliar, y el caudal público, industrial y comercial; calculado así:

$$\text{Caudal total} = 14.0226 + 4.1381 = 18.1606 \text{ l/s}$$

De igual forma, se procede a calcular para cada uno de los años, hasta el año 2,015 . El último valor, es el caudal total requerido para el funcionamiento óptimo del sistema (ver tabla 3-5). Este valor es de 31.9428 l./s.

La figura 3-2, es construida a partir de los datos de la Tabla 3-5; en donde se observa que el caudal total requerido (31.94 l./s.) es menor que el caudal neto obtenido o producido por los manantiales. Por lo tanto, el sistema será adecuadamente abastecido. El caudal producido por los nacimientos es suficiente para el funcionamiento óptimo del sistema.

3.2.6 Caudal medio para los puntos de consumo

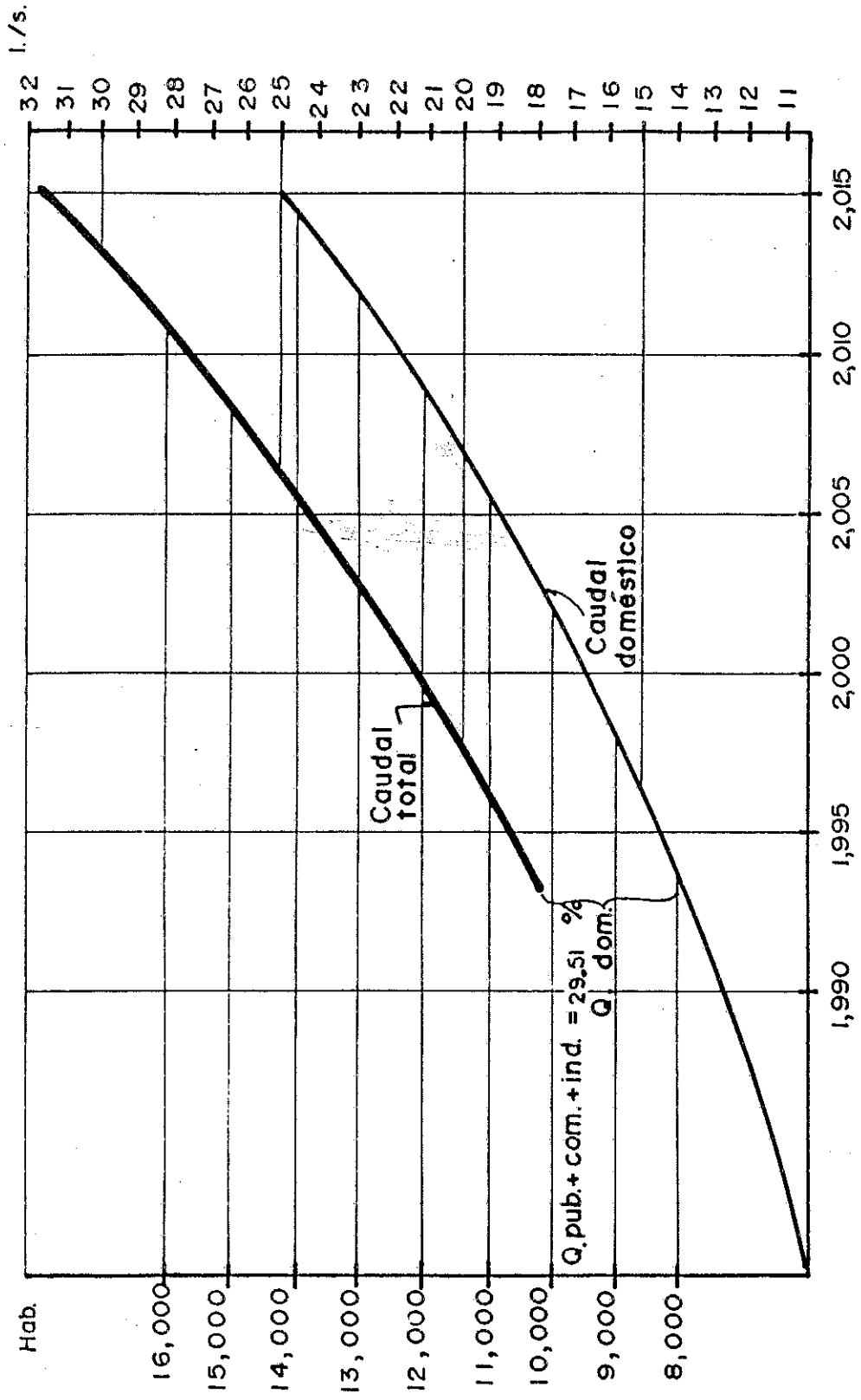
Debido a las condiciones topográficas de San Lucas Tolimán, se considera pertinente la distribución de agua, por medio de dos redes. Habrá un servicio para los sectores de la población, que estén ubicados en una elevación alta (red de "cota alta"), y

TABLA 3-5
CAUDAL TOTAL REQUERIDO, POR AÑO

Año	Población (hab.)	Q. Domiciliar (l./seg.)	Q. Público, indust. & comerc. (l./seg)	Caudal TOTAL Requerido (l./seg)
1993	8077	14.0226	4.1381	18.1606
1994	8287	14.3872	4.2456	18.6328
1995	8502	14.7612	4.3560	19.1173
1996	8724	15.1450	4.4693	19.6143
1997	8950	15.5388	4.5855	20.1243
1998	9183	15.9428	4.7047	20.6475
1999	9422	16.3573	4.8270	21.1843
2000	9667	16.7826	4.9525	21.7351
2001	9918	17.2189	5.0813	22.3003
2002	10176	17.6666	5.2134	22.8801
2003	10441	18.1260	5.3490	23.4749
2004	10712	18.5972	5.4880	24.0853
2005	10991	19.0808	5.6307	24.7115
2006	11276	19.5769	5.7771	25.3540
2007	11569	20.0859	5.9273	26.0132
2008	11870	20.6081	6.0815	26.6896
2009	12179	21.1439	6.2396	27.3835
2010	12496	21.6937	6.4018	28.0955
2011	12820	22.2577	6.5682	28.8259
2012	13154	22.8364	6.7390	29.5754
2013	13496	23.4301	6.9142	30.3444
2014	13847	24.0393	7.0940	31.1333
2015	14207	24.6643	7.2784	31.9428
Caudal medio diario, para año 2015				31.9428

Fuente: elaboración propia.

FIGURA 3-2
CAUDAL TOTAL FINAL



también habrá un servicio para los sectores de la población que estén ubicados en una elevación baja (red de "cota baja").

El diseñador proyecta cada una de las redes de distribución, con base en los siguientes criterios:

- a. Vías principales.
- b. Tipo de pavimento en las calles.
- c. La longitud de cada una de las tuberías constitutivas de los circuitos, estará comprendida entre 200 a 275 m.
- d. El menor diámetro para la tubería secundaria es de 2".
- e. Otros criterios, serán tratados más adelante.

Al estar trazada la red tentativa, se localizan los puntos de consumo. Estos deben estar próximos a sectores significativos de vivienda, industria o comercio.

A criterio del diseñador, se determina el área de influencia que tendrá cada punto de consumo; es decir, el área tributaria de dicho punto.

Para realizar el cálculo del valor de cada punto de consumo (ver Tabla 3-6), se determina primero, el número de viviendas comprendidas en el área tributaria de dicho punto (ver plano de densidad de población, anexo "A"); así también, el número de edificios públicos, comerciales e industriales.

Se establece una relación entre el número de pobladores actuales, con el número de viviendas actuales; así puede determinarse el número de habitantes por vivienda. Con este número y el número de viviendas por área tributaria, se calcula el número de habitantes existente en dicha área. Posteriormente, se calcula la población futura (método geométrico anteriormente descrito), luego el consumo futuro (multiplicando la población futura por la dotación de 150 l./hab.-día).

Al conocer el consumo público, comercial e industrial actual se procede a calcular el valor esperado del mismo, para el futuro. Para eso, primero se determina el caudal actual de cada punto de consumo a partir de los datos de la tabla 3-4. El caudal total actual (público, comercial e industrial) de cada uno de los puntos de consumo, se presenta en la columna 6 de la tabla 3-6. Luego, se calcula el valor hacia el futuro de este caudal; para esto se emplea el método geométrico de crecimiento con la misma tasa utilizada para el cálculo de la población futura (2.60%).

El valor total final de cada uno de los puntos de consumo,

TABLA 3-6
CÁLCULO DEL VALOR DE PUNTOS DE CONSUMO, CAUDAL DE DISEÑO

** RED No. 1 (puntos de bajo nivel)						
Identificación puntos de consumo (1)	Viviendas actuales (2)	Habitantes Actuales (3)	Habitantes futuros (año 2,015) (4)	Consumo doméstico futuro (l./día) (5)	Consumo pub.,comerc, e indust. (l./día) (6)	Consumo fut. Pub.+comerc.+ indust.(2,015) (l./día) (7)
1	21	105	176	26421.74	18000.00	30075.98
2	94	472	788	118268.76	26300.00	43944.34
3	87	437	730	109461.51	3000.00	5012.66
4	108	542	906	135883.26	16000.00	26734.20
5	113	567	948	142174.15	0.00	0.00
6	149	748	1250	187468.57	0.00	0.00
7	107	537	898	134625.08	5000.00	8354.44
9	113	567	948	142174.15	42960.00	71781.33
10	153	768	1283	192501.28	30090.00	50277.01
15	105	527	881	132108.72	52300.00	87387.42
14	142	713	1191	178661.32	0.00	0.00
13	114	572	956	143432.33	42500.00	71012.72
Sumatoria	1306	6556	10955	1643180.86	236150.00	394580.09
** RED No. 2 (puntos de nivel alto)						
Identificación puntos de consumo (1)	Viviendas actuales (2)	Habitantes Actuales (3)	Habitantes futuros (año 2,015) (4)	Consumo doméstico futuro (l./día) (5)	Consumo pub.,comerc, e indust. (l./día) (6)	Consumo fut. Pub.+comerc.+ indust.(2,015) (l./día) (7)
8	62	311	520	78007.05	0	0.00
16	37	186	310	46552.60	0	0.00
17	41	206	344	51585.31	0	0.00
18	50	251	419	62908.92	15000	25063.31
19	31	156	260	39003.53	6000	10025.33
20	58	291	486	72974.34	0	0.00
21	41	206	344	51585.31	0	0.00
11	68	341	570	85556.12	31000	51797.51
Suma :	388	1948	3254	488173.18	52000	86886.15
						1.01
Consumo "faltante"= Cons.pub.,indust, y com.(total tabla 3-4)- Sum.col (6)						
((lavado calles, incendio) 357550 - 288150 = 69400						
Lavado calles e incendio por Red:						
* Red No. 1 : 236150 / 288150 * 69400 = 56875.97 (ver col. No. 11)						
* Red No. 2 : 52000 / 288150 * 69400 = 12524.03 (ver col. No. 11)						

Continúa...

TABLA 3-6
Continuación.

Red No. 1 (continuación)							
puntos de consumo (8)	Consumo total futuro = dom. + pub. + com. + ind. (9) = (5) + (7) (l./día)	Factor de proporción (9) (10) = ---- (11) = (9) * 56875.97	Lavado calles, incendio, (l./día) (11) = (9) * 56875.97	Lavado calles, incendio (año 2,015) (l./día) (12)	Consumo total final por punto (l./día) (13) = (9) + (12)	Consumo total final (caudal medio) (l./seg.) (14)	Caudal de diseño (l./día) (15) = (14) * f.h.max.
1	56497.7197	0.0277	1576.9085	2634.8368	59132.5565	0.6844	2.05
2	162213.1023	0.0796	4527.5318	7564.9964	169778.0987	1.9650	5.90
3	114474.1750	0.0562	3195.0900	5338.6361	119812.8110	1.3867	4.16
4	162617.4571	0.0798	4538.8178	7583.8540	170201.3111	1.9699	5.91
5	142174.1483	0.0698	3968.2243	6630.4565	148804.6048	1.7223	5.17
6	187468.5672	0.0920	5232.4374	8742.8143	196211.3815	2.2710	6.81
7	142979.5161	0.0702	3990.7030	6668.0158	149647.5318	1.7320	5.20
9	213955.4762	0.1050	5971.7138	9978.0621	223933.5383	2.5918	7.78
10	242778.2859	0.1191	6776.1876	11322.2473	254100.5332	2.9410	8.82
15	219496.1392	0.1077	6126.3593	10236.4574	229732.5966	2.6589	7.98
14	178661.3191	0.0877	4986.6182	8332.0781	186993.3972	2.1643	6.49
13	214445.0462	0.1052	5985.3782	10000.8938	224445.9400	2.5978	7.79
Suma	2037760.9522	1.0000	56875.9700	95033.3485	2132794.3008	24.6851	74.0554
Red No. 2 (continuación)							
puntos de consumo (8)	Consumo total futuro = dom. + pub. + com. + ind. (9) = (5) + (7) (l./día)	Factor de proporción (9) (10) = ---- (11) = (9) * 12524.03	Lavado calles, incendio, (l./día) (11) = (9) * 12524.03	Lavado calles, incendio (año 2,015) (l./día) (12)	Consumo total final por punto (l./día) (13) = (9) + (12)	Consumo total final (caudal medio) (l./seg.) (14)	Caudal de diseño (l./día) (15) = (14) * f.h.max.
8	78007.0548	0.1357	1698.8903	2838.6545	80845.7093	0.9357	2.81
16	46552.5972	0.0810	1013.8539	1694.0358	48246.6330	0.5584	1.68
17	51585.3104	0.0897	1123.4597	1877.1748	53462.4852	0.6188	1.86
18	87972.2280	0.1530	1915.9185	3201.2843	91173.5123	1.0552	3.17
19	49028.8525	0.0853	1067.7834	1784.1460	50812.9985	0.5881	1.76
20	72974.3416	0.1269	1589.2844	2655.5155	75629.8571	0.8753	2.63
21	51585.3104	0.0897	1123.4597	1877.1748	53462.4852	0.6188	1.86
11	137353.6378	0.2389	2991.3802	4998.2598	142351.8976	1.6476	4.94
suma	575059.3328	1.0000	12524.0300	20926.2454	595985.5782	6.8980	20.6939

Fuente: Elaboración propia

3.2.8 Método de Cross.

El método de Cross, sirve para chequear las condiciones propuestas por el ingeniero diseñador de la red. Las especificaciones que deben cumplir las redes diseñadas son las siguientes:

- a. La presión deberá estar comprendida entre 15 y 55 m.c.a.
- b. La velocidad del flujo, deberá estar comprendida entre 0.60 y 3.00 m./s.
- c. La red secundaria deberá construirse con tubería P.V.C. diámetro de 2".
- d. La tubería deberá estar diseñada para tener una longitud tal que la pérdida por fricción sea mínima (de 0.5 a 2.5 metros por cada 100 metros de longitud recorrida).

3.2.8.1 Cross para la red No.1 (servicio de "cota baja")

Para realizar el cálculo, se conoce ya el caudal que ingresa a la red (74.06 l./s.); además, se conocen los valores de los puntos de consumo de la red. Se propone una distribución tentativa del flujo en la red; así como también del sentido del mismo. Además, con base en la observación de los puntos de mayor consumo, se propone una magnitud lógica, en los tamaños de los diámetros de la tubería.

Las condiciones inicialmente propuestas por el diseñador, se muestran en la figura 3-3.

Para el cálculo de las condiciones propuestas en la red, será empleada la fórmula de Hazen-Williams. Esta fórmula tiene las siguientes características:

- a. Los resultados respecto de la realidad, son conservadores.
- b. Brinda mejores resultados en diámetros mayores de 2".
- c. La ecuación de Hazen-Williams puede ser utilizada en diámetros menores de 2", pero se recomienda la utilización del diámetro real interior; ya que el diámetro nominal, conduce a errores en los resultados.
- d. En la práctica, la ecuación de Hazen-Williams es la más utilizada, debido a la aproximación de los resultados obtenidos, así como por la facilidad de su aplicación.

Utilizando la ecuación de Hazen-Williams, y con los datos o condición inicial propuesta, se procede a calcular el valor de la pérdida de presión, en m.c.a. (metros columna de agua); dicha

pérdida se denota por la letra "H" (ver tabla 3-7). Para poder calcular el valor de H, es necesario primero calcular el valor de K', así:

$$K' = 1,743,811 / (C^{1.85} * D^{4.87})$$

En donde:

C= Coeficiente de capacidad hidráulica (depende del material de la tubería).

D = Diámetro nominal de la tubería.

Luego, este valor de K' es sustituido en :

$$H = K' * L * Q^{1.85} / 1,000$$

En donde :

$$K' = 1,743,811 / (C^{1.85} * D^{4.87})$$

L = Longitud de la tubería (m. - Aumentada en 5% por pérdidas).

Q = Caudal en la tubería estudiada, en l./s.

Para determinar el coeficiente C, tomando en consideración que está planificado utilizar tubería de P.V.C., el fabricante especifica utilizar un valor de 150 para tuberías nuevas; aunque está demostrado que incluso un valor de 160 es conservador (a mayor valor, mayor capacidad hidráulica). En este trabajo, se utilizará un valor de C = 150.

Luego de calcular H, se determina la relación H/Q ; y posteriormente, se calcula DELTA Q, así;

$$\Delta Q = - \text{Sum. H} / ((1.85 * \text{Sum. (H/Q)})$$

Todas las tuberías comunes a dos circuitos, deben ser modificadas en el valor delta H respectivo (calculado según el circuito estudiado) más el valor que corresponda a dicha tubería común (en el circuito próximo) multiplicado por "-1".

El valor del caudal debe ser ingresado con el signo correspondiente al sentido del flujo asumido, que será positivo si el sentido asumido es a favor de las agujas del reloj; y negativo si es en contra de las agujas del reloj.

El caudal modificado se calcula de la siguiente manera:

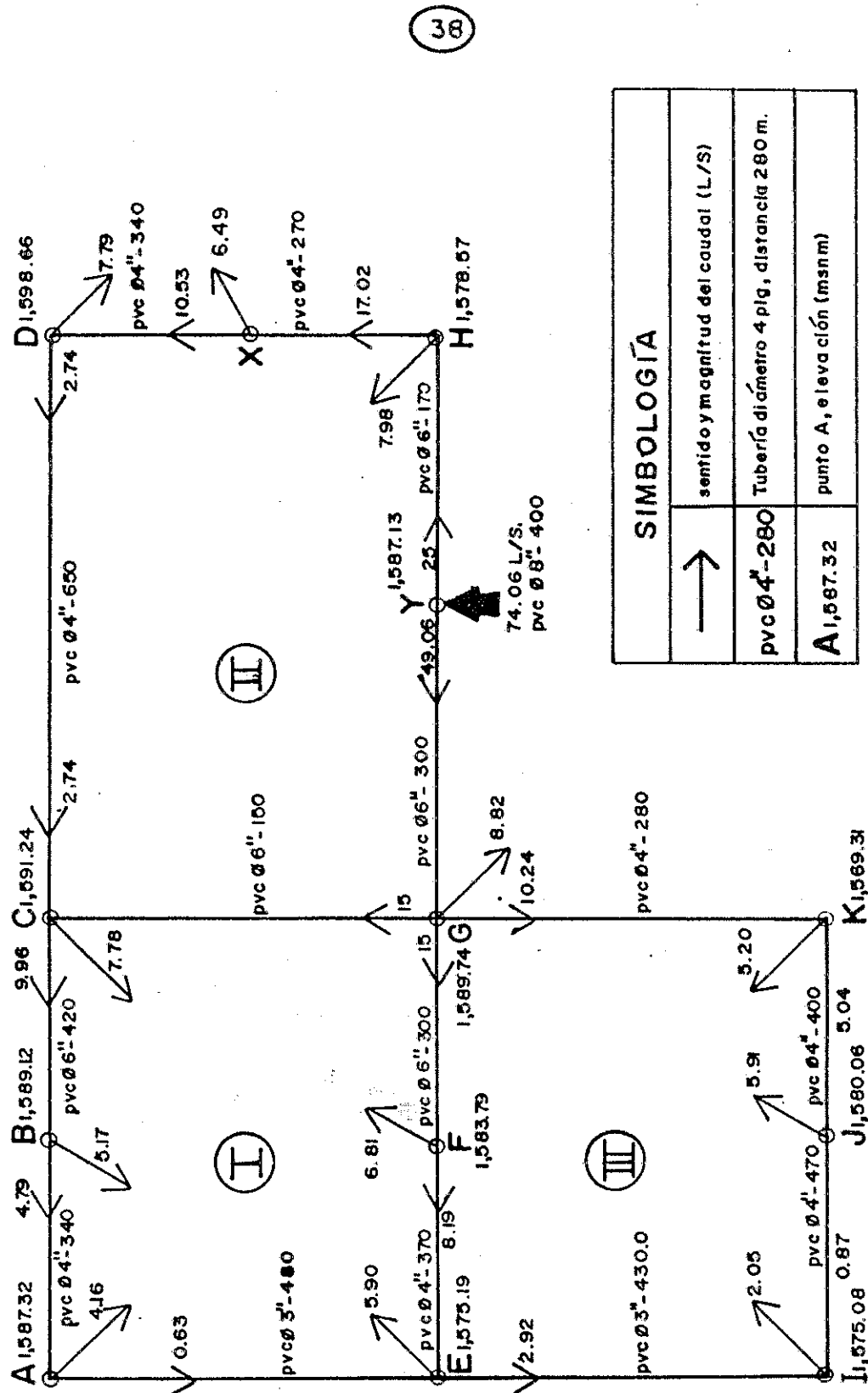
$$Q \text{ modificado} = Q_0 + \Delta Q + \Delta Q \text{ tubería común}$$

El valor así calculado, se coloca en la columna de caudal inicial o caudal de la iteración (columna de caudal), sustituyendo al caudal inicialmente asumido. Se procede nuevamente a calcular toda la tabla, para obtener un nuevo caudal (segunda iteración), y así sucesivamente.

Usualmente, el criterio utilizado para finalizar los

FIGURA 3-3

RED No 1, ITERACIÓN No. 1



SIMBOLOGÍA	
→	sentido y magnitud del caudal (L/S)
pvc Ø 4"-280	Tubería diámetro 4 plg, distancia 280 m.
A1,587.32	punto A, elevación (msnm)

Fuente: elaboración propia

TABLA 3-7
RED No. 1 (PUNTOS DE COTA BAJA), ITERACIÓN No. 1

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. inicial propuesto (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
1	AB	357.0	4	-4.7900	0.19026	0.06792	-1.23207	0.25722	-0.93631	0.00000	-5.7263
1	BC	441.0	6	-9.9600	0.02641	0.01165	-0.81847	0.08218	-0.93631	0.00000	-10.8963
1	CG	157.5	6	-15.0000	0.02641	0.00416	-0.62349	0.04157	-0.93631	-1.96715	-17.9035
1	GF	315.0	6	15.0000	0.02641	0.00832	1.24698	0.08313	-0.93631	-0.42791	13.6358
1	FE	388.5	4	8.1900	0.19026	0.07392	3.61670	0.44160	-0.93631	-0.42791	6.8258
1	EA	504.0	3	-0.6300	0.77232	0.38925	-0.16558	0.26283	-0.93631	0.00000	-1.5663
Sumatoria:							2.02408	1.16852			

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. inicial propuesto (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
2	CD	682.5	4	-2.7400	0.19026	0.12985	-0.83808	0.30587	1.96715	0.00000	-0.7729
2	DX	357.0	4	-10.5300	0.19026	0.06792	-5.29062	0.50243	1.96715	0.00000	-8.5629
2	XH	283.5	4	-17.0200	0.19026	0.05394	-10.21350	0.60009	1.96715	0.00000	-15.0529
2	HY	178.5	6	-25.0000	0.02641	0.00471	-1.81806	0.07272	1.96715	0.00000	-23.0329
2	YG	315.0	6	49.0600	0.02641	0.00832	11.16705	0.22762	1.96715	0.00000	51.0271
2	GC	157.5	6	15.0000	0.02641	0.00416	0.62349	0.04157	1.96715	0.93631	17.9035
Sumatoria:							-6.36973	1.75030			

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. inicial propuesto (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
3	EF	388.5	4	-8.1900	0.19026	0.07392	-3.61670	0.44160	0.42791	0.93631	-6.8258
3	FG	315.0	6	-15.0000	0.02641	0.00832	-1.24698	0.08313	0.42791	0.93631	-13.6358
3	GK	294.0	4	10.2400	0.19026	0.05594	4.13760	0.40406	0.42791	0.00000	10.6679
3	KJ	420.0	4	5.0400	0.19026	0.07991	1.59255	0.31598	0.42791	0.00000	5.4679
3	JI	493.5	4	-0.8700	0.19026	0.09389	-0.07257	0.08341	0.42791	0.00000	-0.4421
3	IE	451.5	3	-2.9200	0.77232	0.34870	-2.53171	0.86702	0.42791	0.00000	-2.4921
Sumatoria:							-1.73782	2.19521			

Fuente : elaboración propia.

TABLA 3-B

RED No. 1 (PUNTOS DE COTA BAJA), ITERACIÓN No. 2

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. ant. modificado (l/seg)	K'	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
1	AB	357.0	4	-5.7263	0.19026	0.06792	-1.71429	0.29937	0.30015	0.00000	-5.4262
1	BC	441.0	6	-10.8963	0.02641	0.01165	-0.96647	0.08870	0.30015	0.00000	-10.5962
1	CG	157.5	6	-17.9035	0.02641	0.00416	-0.86496	0.04831	0.30015	-0.19626	-17.7996
1	GF	315.0	6	13.6358	0.02641	0.00832	1.04532	0.07666	0.30015	0.20869	14.1446
1	FE	388.5	4	6.8258	0.19026	0.07392	2.58177	0.37824	0.30015	0.20869	7.3346
1	EA	504.0	3	-1.5863	0.77232	0.38925	-0.89280	0.57000	0.30015	0.00000	-1.2662
Sumatoria:							-0.81142	1.46128			
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. ant. modificado (l/seg)	K'	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
2	CD	682.5	4	-0.7729	0.19026	0.12985	-0.08062	0.10431	0.19626	0.00000	-0.5766
2	DX	357.0	4	-8.5629	0.19026	0.06792	-3.60877	0.42144	0.19626	0.00000	-8.3666
2	XH	283.5	4	-15.0529	0.19026	0.05394	-8.13756	0.54060	0.19626	0.00000	-14.8566
2	HY	178.5	6	-23.0329	0.02641	0.00471	-1.56230	0.06783	0.19626	0.00000	-22.8366
2	YG	315.0	6	51.0271	0.02641	0.00832	12.00949	0.23536	0.19626	0.00000	51.2234
2	GC	157.5	6	17.9035	0.02641	0.00416	0.86496	0.04831	0.19626	-0.30015	17.7996
Sumatoria:							-0.51478	1.41785			
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. ant. modificado (l/seg)	K'	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
3	EF	388.5	4	-6.8258	0.19026	0.07392	-2.58177	0.37824	-0.20869	-0.30015	-7.3346
3	FG	315.0	6	-13.6358	0.02641	0.00832	-1.04532	0.07666	-0.20869	-0.30015	-14.1446
3	GK	294.0	4	10.6679	0.19026	0.05594	4.46314	0.41837	-0.20869	0.00000	10.4592
3	KJ	420.0	4	5.4679	0.19026	0.07991	1.85168	0.33864	-0.20869	0.00000	5.2592
3	JL	493.5	4	-0.4421	0.19026	0.09389	-0.02074	0.04692	-0.20869	0.00000	-0.6508
3	IE	451.5	3	-2.4921	0.77232	0.34870	-1.88841	0.75776	-0.20869	0.00000	-2.7008
Sumatoria:							0.77857	2.01659			

Fuente : elaboración propia.

cálculos, es el de comparar los valores de los caudales iniciales de la iteración, con el caudal modificado (a ser utilizado en la próxima iteración). Si el caudal modificado difiere en menos del 2% del caudal inicial de la iteración, el cálculo ya cuenta con la aproximación suficiente y puede ser finalizado.

En la tabla 3-8 se puede observar la iteración No.2; mientras que la tabla 3-9 representa la iteración No. 7; que es la iteración final para la red No 1.

Las condiciones finales de la red, se determinan de la siguiente forma:

- a. El valor final del caudal que posee la tubería en estudio, es el caudal inicial de la última iteración.
- b. La pérdida de presión (en m.c.a.) es la indicada en la columna H; y corresponde al caudal final calculado para la tubería estudiada.
- c. Para calcular la presión en el punto "Y" (que es donde ingresa el fluido en la red), se calcula la longitud existente entre este punto, y los tanques de almacenamiento. Según el caudal, se especifica un diámetro, para el cual se calcula la pérdida de presión "H" (m.c.a.). Se consideran también las pérdidas menores, debidas a codos u otros accesorios (estas pérdidas se pueden incluir directamente en el cálculo, o bien, asumirse un 5% más a la longitud de la tubería.) La presión en el punto es:
 Presión en "Y" = Elev.Tanques - Elev.Punto - H - Hmen.
- d. Para determinar la presión en los puntos de consumo, se calcula la presión en el punto inicial (inciso anterior). Luego, se sigue el sentido indicado por los signos del caudal final y se realiza la siguiente operación:

$$\text{m.c.a.}(b) = \text{m.c.a.}(a) + \text{Elev.}(a) - H(a,b) - \text{Elev.}(b)$$
 en donde:

$$\text{m.c.a.}(b) = \text{Presión en m.c.a en el punto "b" (o final del tramo considerado).}$$

$$\text{m.c.a.}(a) = \text{Presión en m.c.a. en el punto "a" (o punto de partida del tramo estudiado).}$$

$$\text{Elev.}(a) = \text{Elevación del punto "a"}.$$

$$\text{Elev.}(b) = \text{Elevación del punto "b"}.$$

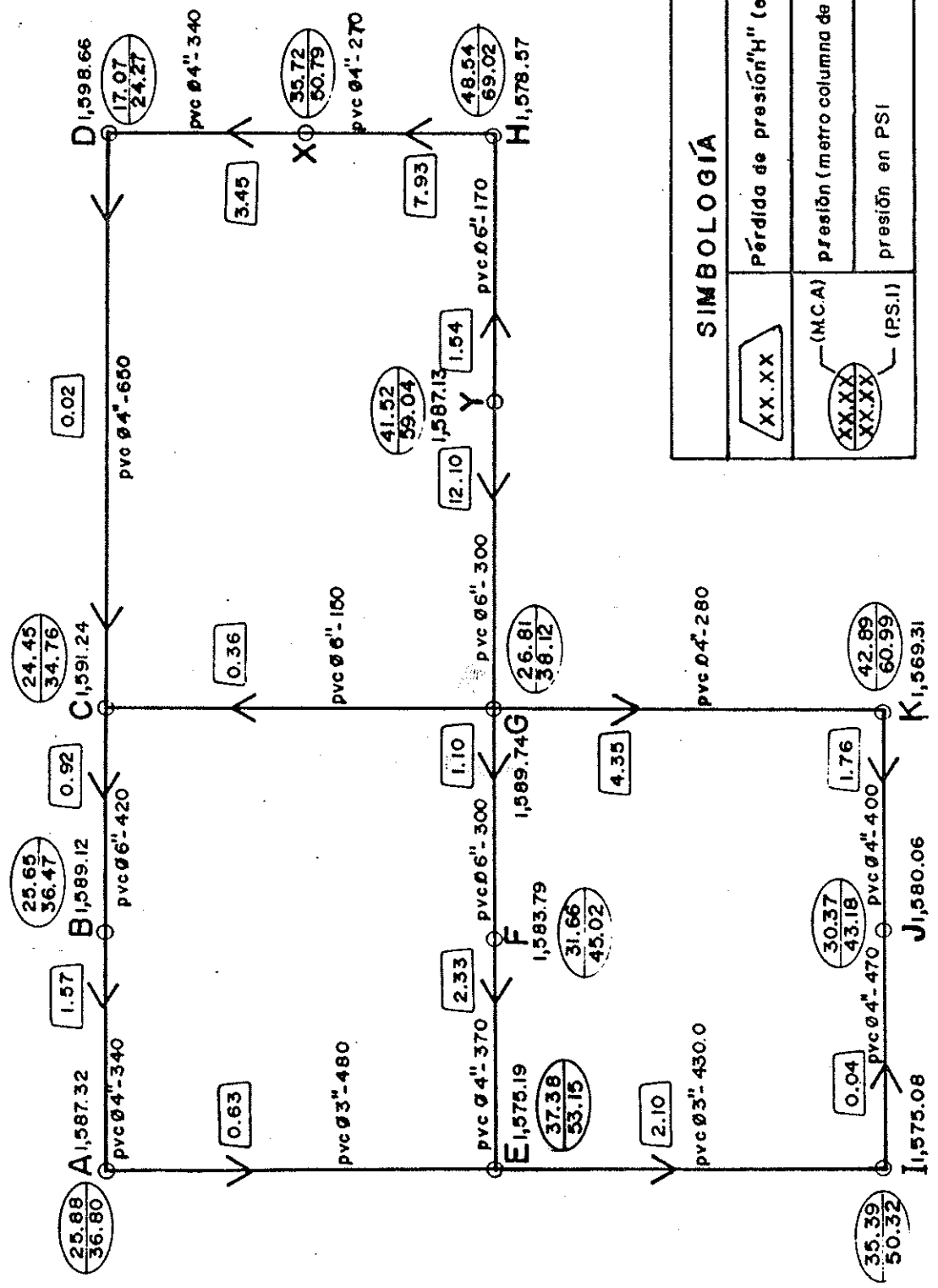
$$H(a,b) = \text{Valor de H (en la Tabla), para la tubería que une los puntos "a" y "b"}.$$

TABLA 3-9
RED No. 1 (PUNTOS DE COTA BAJA), ITERACIÓN No. 7

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. ant. modificado (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" (iter. n+1)	Q MODIF. (l/seg)
1	AB	357.0	4	-5.4582	0.19026	0.06792	-1.56877	0.28741	-0.00034	0.00000	-5.4586
1	BC	441.0	6	-10.6282	0.02641	0.01165	-0.92294	0.08684	-0.00034	0.00000	-10.6286
1	CG	157.5	6	-17.8436	0.02641	0.00416	-0.85961	0.04817	-0.00034	-0.00007	-17.8440
1	GF	315.0	6	14.0490	0.02641	0.00832	1.10468	0.07863	-0.00034	-0.00046	14.0482
1	FE	388.5	4	7.2390	0.19026	0.07392	2.87835	0.39762	-0.00034	-0.00046	7.2382
1	EA	504.0	3	-1.2982	0.77232	0.38925	-0.63085	0.48593	-0.00034	0.00000	-1.2986
Sumatoria:							0.00086	1.38461			
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" (iter. n+1)	Q MODIF. (l/seg)
2	CD	682.5	4	-0.5647	0.19026	0.12985	-0.04511	0.07989	0.00007	0.00000	-0.5646
2	DX	357.0	4	-8.3547	0.19026	0.06792	-3.44813	0.41272	0.00007	0.00000	-8.3546
2	XH	283.5	4	-14.8447	0.19026	0.05394	-7.93058	0.53424	0.00007	0.00000	-14.8446
2	HY	178.5	6	-22.8247	0.02641	0.00471	-1.53627	0.06731	0.00007	0.00000	-22.8246
2	YG	315.0	6	51.2353	0.02641	0.00832	12.10030	0.23617	0.00007	0.00000	51.2354
2	GC	157.5	6	17.8436	0.02641	0.00416	0.85961	0.04817	0.00007	0.00034	17.8440
Sumatoria:							-0.00018	1.37850			
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q" Tub.común	DELTA"Q" (iter. n+1)	Q MODIF. (l/seg)
3	EF	388.5	4	-7.2390	0.19026	0.07392	-2.87835	0.39762	0.00046	0.00034	-7.2382
3	FG	315.0	6	-14.0490	0.02641	0.00832	-1.10468	0.07863	0.00046	0.00034	-14.0482
3	GK	294.0	4	10.5228	0.19026	0.05594	4.35145	0.41353	0.00046	0.00000	10.5232
3	KJ	420.0	4	5.3228	0.19026	0.07991	1.76178	0.33099	0.00046	0.00000	5.3232
3	JI	493.5	4	-0.5872	0.19026	0.09389	-0.03507	0.05972	0.00046	0.00000	-0.5868
3	IE	451.5	3	-2.6372	0.77232	0.34870	-2.09691	0.79512	0.00046	0.00000	-2.6368
Sumatoria:							-0.00178	2.07560			

Fuente : elaboración propia.

FIGURA 3-4
RED No.1, ITERACIÓN No.7



SIMBOLOGÍA	
XX.XX	Pérdida de presión "h" (en m.c.a)
XX.XX (M.C.A)	presión (metro columna de agua)
XX.XX (P.S.I)	presión en PSI

En la figura 3-4 se determinan las condiciones finales, provenientes del cálculo realizado según el proceso descrito anteriormente.

Se indican en dicha figura, los valores finales de la presión en los puntos de consumo. La lectura se puede realizar tanto en metros columna de agua (m.c.a.), como en libras sobre pulgada cuadrada (psi). En igual forma, esta información puede ser consultada en los planos constructivos (ver anexo "A", planos No.4, y No. 5).

La menor presión se presenta en el punto D, con un valor de 17.07 m.c.a. (24.27 psi); mientras que la mayor presión se registra en el punto H, con un valor de 48.54 m.c.a. (69.02 psi).

3.2.8.2 Cross para la red No. 2 (servicio de "cota alta")

El proceso seguido para el cálculo de la red No. 2, es exactamente el mismo, que el utilizado para la red No.1; se utilizan los mismos parámetros, las mismas fórmulas, y las mismas tablas.

Para calcular la presión en el punto "H" (en donde ingresa el fluido a la red), se procede de igual manera que el caso de la red No. 1, (ecuación de Hazen-Williams, anteriormente descrita), así:

- a. Longitud = 620.00 mts.
- b. Pérdida por accesorios (según datos del fabricante)
H men. = 2.60 m.
- c. Pérdida de carga por fricción.

$$K' = 1,743,811 / (C^{1.85} * D^{4.87})$$

$$C = 150$$

$$D = 6" ; \text{ luego}$$

$$H = K' * L * Q^{1.85} / (1,000)$$

$$H = 1,743,811 / (150^{1.85} * 6^{4.87}) * 620 * 20.70^{1.85} / 1,000$$

$$H = 4.45 \text{ m.}$$
- d. Finalmente, la presión en "Y", será:
 Pres. "Y" = 1,652 - 1,589.44 - 2.6 - 4.45
 Pres. "Y" = 55.51 m.c.a. (78.93 psi)

Las condiciones inicialmente propuestas para la red No. 2, se muestran en la figura 3-5 .

Según estas condiciones, y siguiendo el proceso anteriormente descrito para la red No. 1; se elabora la tabla

FIGURA 3-6

RED No2, ITERACIÓN No.1

SIMBOLOGIA	
→	sentido y magnitud del caudal (L/S)
pvc Ø4" - 350	Tubería diámetro 4plg, distancia 350 m.
A _{1,614.14}	punto A, elevación (msnm)

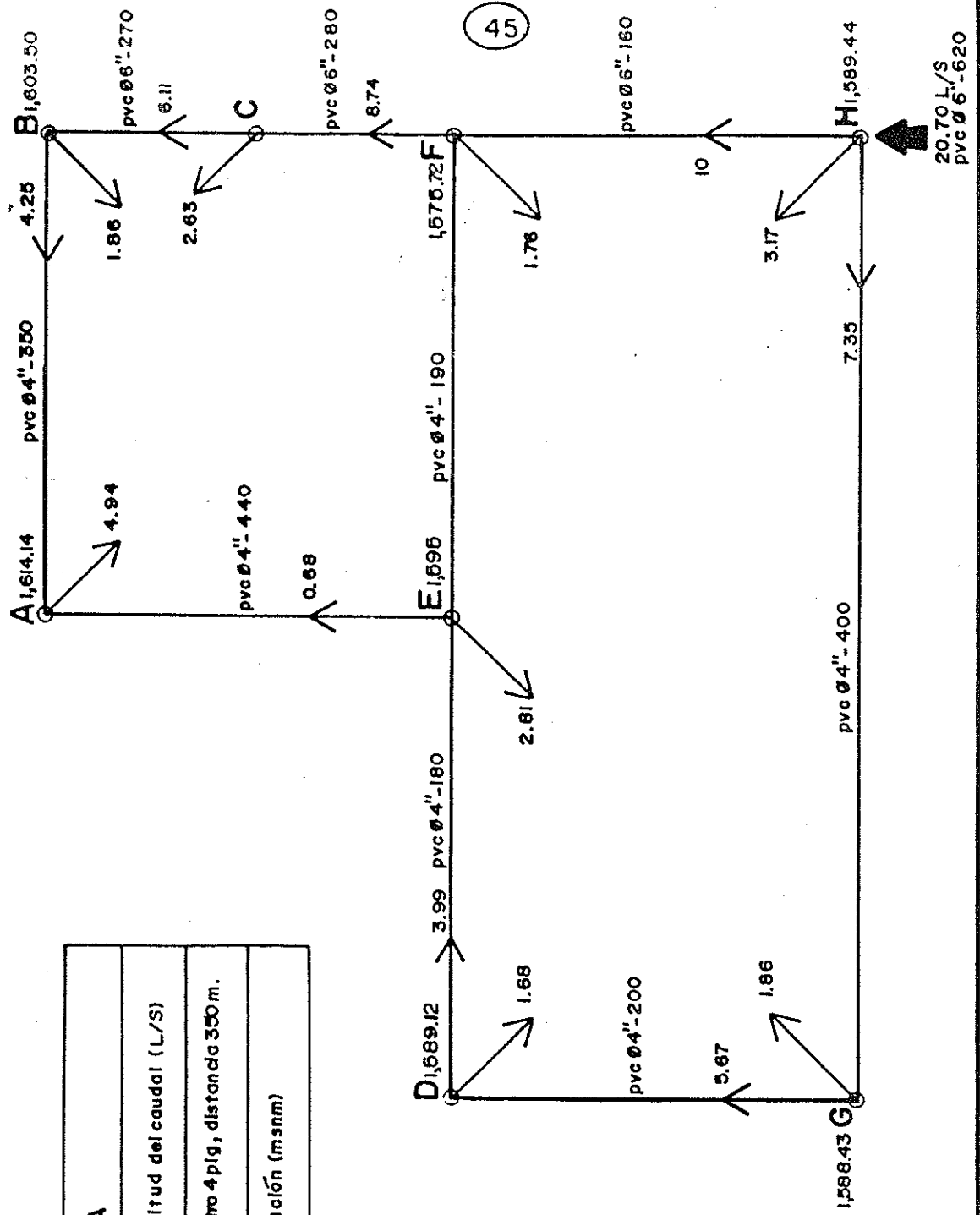


TABLA 3-16
RED No. 2 (PUNTOS DE COTA ALTA), ITERACIÓN No. 1

Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. inicial propuesto (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)	
1	AB	367.5	4	-4.2500	0.19026	0.06992	-1.01654	0.23919	2.15640	0.00000	-2.0936	
1	BC	283.5	6	-6.1100	0.02641	0.00749	-0.21306	0.03487	2.15640	0.00000	-3.9536	
1	CF	294.0	6	-8.7400	0.02641	0.00776	-0.42847	0.04902	2.15640	0.00000	-6.5836	
1	FE	199.5	4	-0.5000	0.19026	0.03796	-0.01053	0.02106	2.15640	3.04323	4.6996	
1	EA	462.0	4	0.6800	0.19026	0.08790	0.04307	0.06333	2.15640	0.00000	2.8364	
Sumatoria:							-1.62554	0.40747				
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. inicial propuesto (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)	
2	DE	189.0	4	3.9900	0.19026	0.03596	0.46517	0.11658	-3.04323	0.00000	0.9468	
2	EF	199.5	4	0.5000	0.19026	0.03796	0.01053	0.02106	-3.04323	-2.15640	-4.6996	
2	FH	189.0	6	-10.0000	0.02641	0.00499	-0.35338	0.03534	-3.04323	0.00000	-13.0432	
2	HG	420.0	4	7.5300	0.19026	0.07991	3.34708	0.44450	-3.04323	0.00000	4.4868	
2	GD	210.0	4	5.6700	0.19026	0.03995	0.99013	0.17463	-3.04323	0.00000	2.6268	
Sumatoria:							4.45953	0.79211				

Fuente: elaboración propia.

TABLA 3-11
RED No. 2 (PUNTOS DE COTA ALTA), ITERACIÓN No. 7

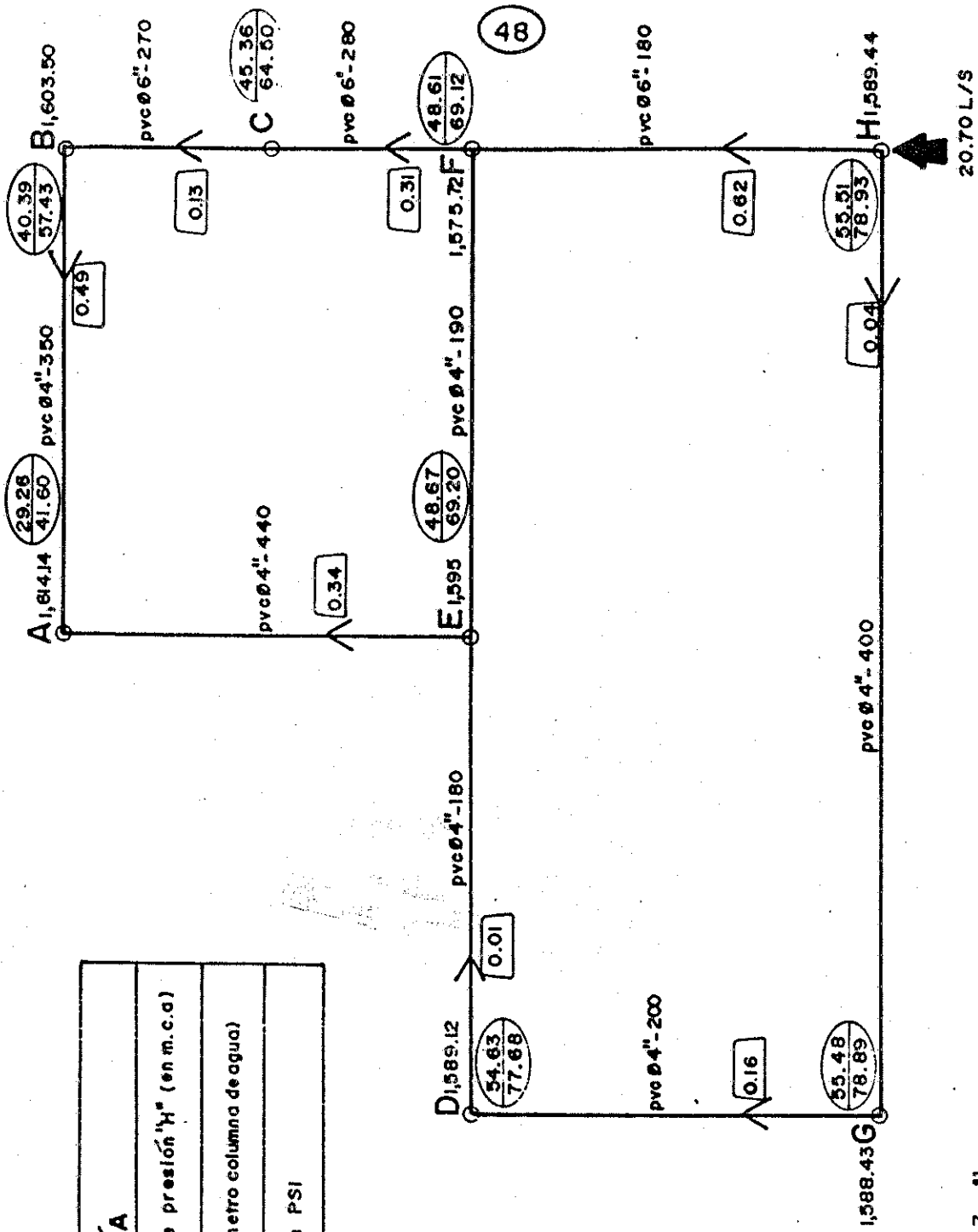
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. iterac. anterior (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
1	AB	367.5	4	-2.8584	0.19026	0.06992	-0.48803	0.17073	-0.00035	0.00000	-2.8588
1	BC	283.5	6	-4.7184	0.02641	0.00749	-0.13209	0.02799	-0.00035	0.00000	-4.7188
1	CF	294.0	6	-7.3484	0.02641	0.00776	-0.31088	0.04231	-0.00035	0.00000	-7.3488
1	FE	199.5	4	4.4192	0.19026	0.03796	0.59317	0.13422	-0.00035	0.00065	4.4195
1	EA	462.0	4	2.0716	0.19026	0.08790	0.33817	0.16325	-0.00035	0.00000	2.0712
Sumatoria:								0.00035	0.53850		
Circuito	Tubo	Longitud (m)	Diam. (pulg)	Q. iterac. anterior (l/seg)	K' C= 150	K	H (m.c.a.)	H/Q	DELTA"Q"	DELTA"Q" Tub.común	Q MODIF. (iter. n+1) (l/seg)
2	DE	189.0	4	0.4624	0.19026	0.03596	0.00863	0.01867	-0.00065	0.00000	0.4617
2	EF	199.5	4	-4.4192	0.19026	0.03796	-0.59317	0.13422	-0.00065	0.00035	-4.4195
2	FH	189.0	6	-13.5276	0.02641	0.00499	-0.61802	0.04569	-0.00065	0.00000	-13.5283
2	HG	420.0	4	4.0024	0.19026	0.07991	1.03963	0.25975	-0.00065	0.00000	4.0017
2	GD	210.0	4	2.1424	0.19026	0.03995	0.16357	0.07635	-0.00065	0.00000	2.1417
Sumatoria:								0.00064	0.53468		

Fuente: elaboración propia.

FIGURA 3-6

RED No.2, ITERACIÓN No. 7

SIMBOLOGÍA	
	Pérdida de presión 'H' (en m.c.a)
	presión (metro columna de agua)
	presión en PSI



3-10 .

Todas las consideraciones indicadas en el proceso de la red anterior, son válidas en el proceso de cálculo para la red No. 2.

La tabla 3-11 indica la iteración No. 7 (red No. 2).

Con los datos de la tabla anterior, se proceden a graficar las condiciones finales así obtenidas. (Ver figura 3-6).

Se puede notar que la menor presión, se presenta en el punto "A", con un valor de 29.26 m.c.a. (41.60 psi); mientras que la mayor presión se presenta en el punto "H", con un valor de 55.51 m.c.a. (78.93 psi).

Las presiones son elevadas respecto de las registradas en la red anterior, debido a las siguientes consideraciones:

- a. El bloque inferior de la red No. 2 (Circuito II- puntos D-E F-G-H), registra un marcado uso comercial y gran posibilidad de expansión (las manzanas comerciales deben mantener presiones recomendables de 60 psi a 75 psi).
- b. Para que al no ser utilizado el sistema, el agua pueda fluir desde los tanques nuevos, a los tanques ubicados en la finca Paxán.

El suministro propuesto para la red No. 2, se realiza por medio de tanques a ser construidos (ver anexo "A", plano 9 / 10), cuya elevación es de 1,652.00 m.; mientras que los tanques de Paxán están ubicados a una elevación de 1,632.00 m.

3.3 Volumen de los tanques de almacenamiento

Para el caso particular de San Lucas Tolimán, se considerará un almacenamiento de 30% del caudal medio diario, más un 10% por emergencias. El total de almacenamiento mínimo será de 40%; y cada red tendrá su propio sistema de abastecimiento, con volúmenes distintos, así:

- a. Red No. 1
 - Vol. 1 = $24.69 \text{ l./s.} * 0.40 * 86,400 \text{ s./día} / 1,000 \text{ l./m}^3$
 - Vol. 1 = 853.29 m^3
- b. Red No. 2
 - Vol. 2 = $6.90 \text{ l./s.} * 0.40 * 86,400 \text{ s./día} / 1,000 \text{ l./m}^3$
 - Vol. 2 = 238.46 m^3

Para el diseño de nuevos tanques, se propone un diseño típico (ver capítulo siguiente y planos 8/9 & 9/9).

Los volúmenes finales, con el sistema de abastecimiento

propuesto para cada red, son los siguientes:

a. Red No. 1

Volumen requerido = 853.29 m^3 (40 % de caudal medio).

Volumen real = 921.40 m^3 (43.19 % de caudal medio).

b. Red No. 2

Volumen requerido = 238.46 m^3 (40% de caudal medio).

Volumen real = 335.50 m^3 (56.28% de caudal medio).

CAPITULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Un sistema de distribución está formado por 2 tanques. Cada tanque consta de 3 losas (ver figura 4-1). El procedimiento de cálculo, es el siguiente:

4.1 Diseño de la losa

Las dimensiones de la losa se determinan siguiendo los pasos que a continuación se detallan:

4.1.1 Cálculo de momentos en las losas

Relación (M), entre el lado menor (A), y el lado mayor (B)

$$M = A/B = 3.50\text{m.} / 7.00\text{m.} = 0.50$$

Dado que $M = 0.50$ y la losa consta de 4 apoyos, entonces trabaja en dos sentidos.

Espesor de la losa (t)

$$t = 2*(A + B)/180 = 2 * (3.50\text{m.} + 7.00\text{m.}) / 180$$

$$t = 0.12 \text{ m.}$$

Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.12 \text{ m.} = 288.00 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso de acabados} = \underline{90.00 \text{ kg/m}^2.}$$

$$\text{Total carga muerta} = 378.00 \text{ kg/m}^2.$$

Carga viva (CV)

$$\text{Carga viva para techo inaccesible} = \underline{100.00 \text{ kg/m}^2.}$$

$$\text{Total carga viva} = 100.00 \text{ kg/m}^2.$$

Carga última (CU)

$$CU = 1.40*CM + 1.70*CV = 1.40*378.00\text{kg/m}^2 + 1.70*100.00\text{kg/m}^2$$

$$CU = 699.20 \text{ kg/m}^2$$

Carga última muerta (CUM)

$$CUM = 1.40 * CM = 1.40 * 378.00\text{kg/m}^2$$

$$CUM = 529.20 \text{ kg/m}^2$$

Carga última viva (CUV)

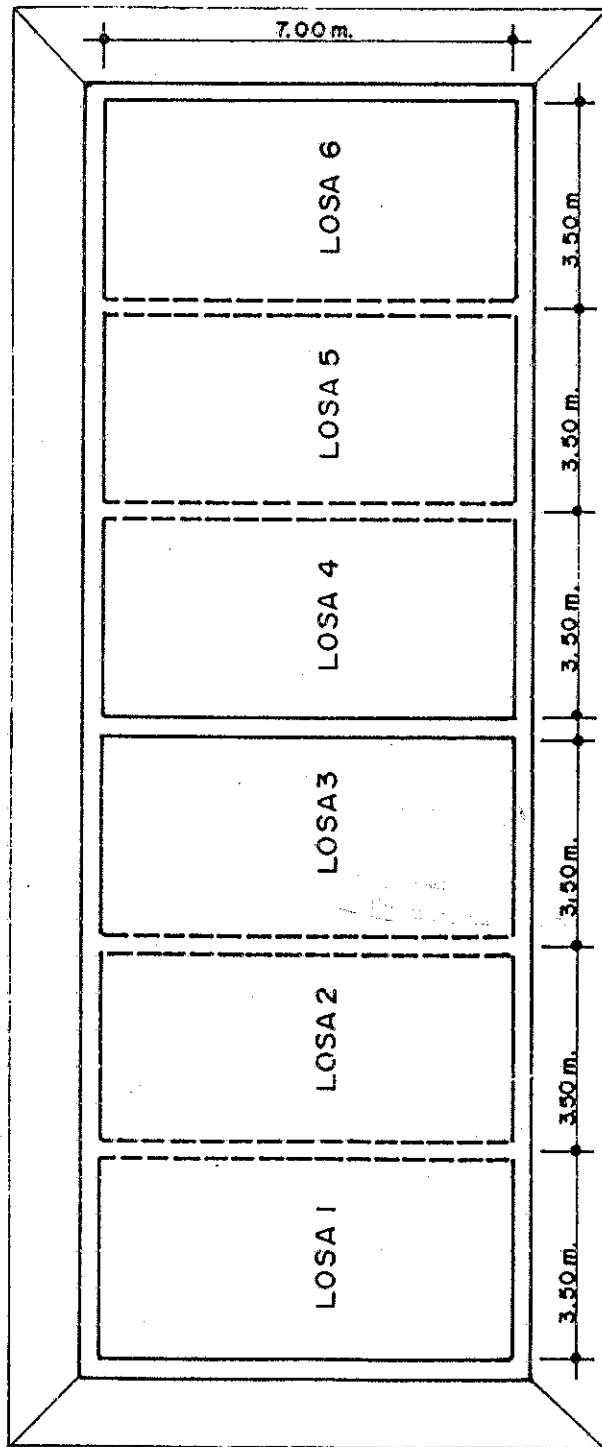
$$CUV = 1.70 * CV = 1.70 * 100.00 \text{ kg/m}^2$$

$$CUV = 170.00 \text{ kg/m}^2$$

4.1.1.1 Cálculo de momentos en losas No. 1 y No. 6

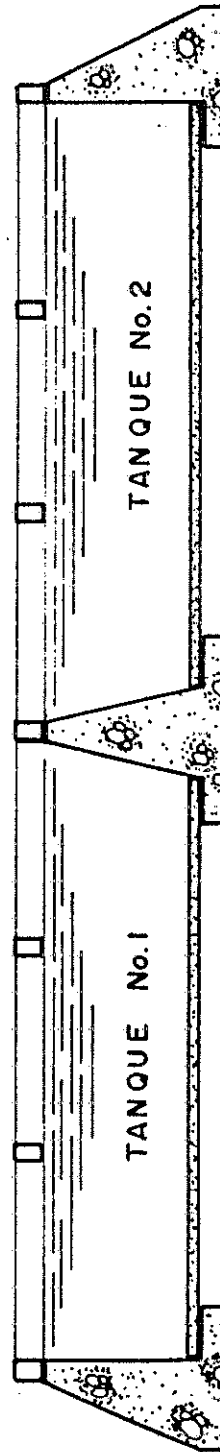
Las losas No. 01 y No. 6 (losas inicial y final), son tipificadas como el caso 6, del método 3 de ACI.

FIGURA 4 - 1
SISTEMA DE ALMACENAMIENTO



52

PLANTA
Escala 1:125



ELEVACIÓN
Escala 1:125

Fuente: Elaboración propia

Coefficiente ACI para los momentos negativos (C(-))

$$\begin{array}{ll} \text{Ca}(-) & 0.097 \\ M=0.50, \text{Cb}(-) & \text{-----} \end{array}$$

**Coefficiente ACI para los momentos positivos (Cm(+)),
producidos por las cargas muertas**

$$\begin{array}{ll} \text{Cam}(+) & 0.061 \\ M=0.50 \text{ Cbm}(+) & 0.003 \end{array}$$

**Coefficiente ACI para los momentos positivos (Cv(+)),
producidos por las cargas vivas**

$$\begin{array}{ll} \text{Cav}(+) & 0.078 \\ M=0.50 \text{ Cbv}(+) & 0.005 \end{array}$$

**Momentos de las losas No. 1 y No. 6 (losas inicial y final,
ver figura 4-2).**

Momento positivo en A (Ma(+))

$$\text{Ma}(+) = \text{Cam}(+) * \text{CUM} * \text{A}^2 + \text{Cav}(+) * \text{CUV} * \text{A}^2$$

$$\text{Ma}(+) = 0.061 * 529.2 \text{kg/m}^2 * (3.50 \text{m})^2 + 0.078 * 170 \text{kg/m}^2 * (3.50 \text{m})^2$$

$$\text{Ma}(+) = 557.88 \text{ kg-m}$$

Momento negativo en A (Ma(-))

$$\text{Ma}(-) = \text{Ca}(-) * \text{CU} * \text{A}^2 = 0.097 * 699.20 \text{kg/m}^2 * (3.50 \text{m})^2$$

$$\text{Ma}(-) = 830.82 \text{ kg-m}$$

Momento positivo en B (Mb(+))

$$\text{Mb}(+) = \text{Cbm}(+) * \text{CUM} * \text{B}^2 + \text{Cbv}(+) * \text{CUV} * \text{B}^2$$

$$\text{Mb}(+) = 0.003 * 529.2 \text{kg/m}^2 * (7.00 \text{m})^2 + 0.005 * 170 \text{kg/m}^2 * (7.00 \text{m})^2$$

$$\text{Mb}(+) = 119.44 \text{ kg-m}$$

Momento negativo en B (Mb(-))

$$\text{Mb}(-) = 0 \text{ kg-m}$$

Como el momento negativo en B es igual a cero, por definición se le asigna un tercio del momento positivo.

$$\text{Mb}(-) = 1/3 * \text{Mb}(+) = 1/3 * 119.44 \text{ kg-m}$$

$$\text{Mb}(-) = 39.81 \text{ kg-m}$$

4.1.1.2 Cálculo de momentos en losas intermedias

Las losas No. 2, No. 3, No. 4, No. 5 (losas intermedias), son tipificadas como el caso 5, del método 3 de ACI.

Coefficiente ACI para los momentos negativos, (C(-)).

$$\begin{array}{ll} \text{Ca}(-) & 0.090 \\ M=0.50 \text{ Cb}(-) & \text{-----} \end{array}$$

Coeficiente ACI para los momentos positivos ($C_m(+)$),
producidos por las cargas muertas

$$C_{am}(+) = 0.039$$

$$M=0.50 \quad C_{bm}(+) = 0.001$$

Coeficiente ACI para los momentos positivos ($C_v(+)$),
producidos por las cargas vivas

$$C_{av}(+) = 0.067$$

$$M=0.50 \quad C_{bv}(+) = 0.004$$

Momentos de las losas No.2, No.3, No.4 y No.6 (losas
intermedias, ver figura 4-2)

Momento positivo en A ($M_a(+)$)

$$M_a(+) = C_{am}(+) * CUM * A^2 + C_{av}(+) * CUV * A^2$$

$$M_a(+) = 0.039 * 529.2 \text{ kg/m}^2 * (3.50 \text{ m})^2 + 0.067 * 170 \text{ kg/m}^2 * (3.50 \text{ m})^2$$

$$M_a(+) = 392.35 \text{ kg-m}$$

Momento negativo en A ($M_a(-)$)

$$M_a(-) = C_a(-) * CU * A^2 = 0.090 * 699.20 \text{ kg/m}^2 * (3.50 \text{ m})^2$$

$$M_a(-) = 770.87 \text{ kg-m}$$

Momento positivo en B ($M_b(+)$)

$$M_b(+) = C_{bm}(+) * CUM * B^2 + C_{bv}(+) * CUV * B^2$$

$$M_b(+) = 0.001 * 529.2 \text{ kg/m}^2 * (7.00 \text{ m})^2 + 0.004 * 170 \text{ kg/m}^2 * (7.00 \text{ m})^2$$

$$M_b(+) = 59.25 \text{ kg-m}$$

Momento negativo en B ($M_b(-)$)

$$M_b(-) = 0 \text{ kg-m.}$$

Como el momento negativo en B es igual a cero, por
definición le asigna un tercio del momento positivo.

$$M_b(-) = 1/3 * M_b(+) = 1/3 * 59.25 \text{ kg-m.}$$

$$M_b(-) = 19.75 \text{ kg-m.}$$

Momento balanceado (M_{bal})

Los momentos entre la losa inicial y una intermedia y la
losa final y una intermedia no son los mismos, por lo tanto se
procede calcular el 80% del momento mayor. Si este valor es más
pequeño, que el momento menor, entonces el momento balanceado
será igual a un promedio de los dos momentos (mayor y menor). De
no ser así, el momento balanceado será proporcional a sus
rigideces. El procedimiento es el siguiente:

$$\text{Momento mayor } (M_1) = 830.82 \text{ kg-m.}$$

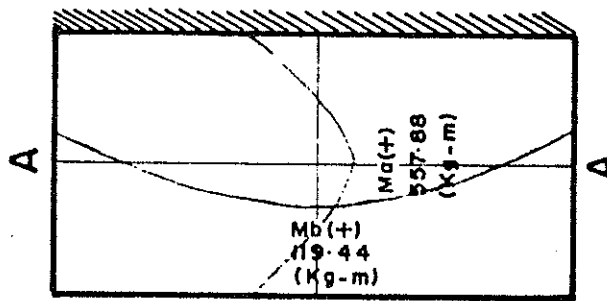
$$\text{Momento menor } (M_2) = 770.87 \text{ kg-m.}$$

$$0.80 * M_1 < M_2 = 0.80 * 830.82 \text{ kg-m} < 770.87 \text{ kg-m.}$$

Como $664.66 \text{ kg-m} < 770.87 \text{ kg-m}$, entonces:

FIGURA 4-2
DIAGRAMA DE MOMENTOS

Mb(-)
39.81
(Kg-m)



B
Ma(-)
830.82
(Kg-m)

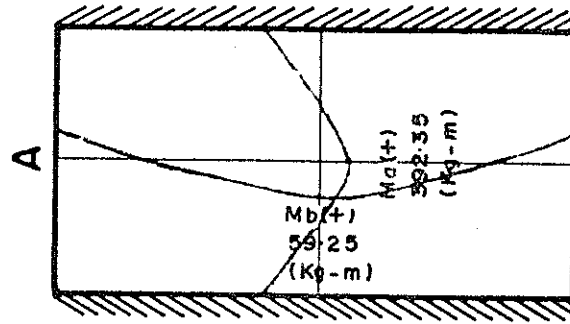
Mb(+)
19.44
(Kg-m)

Ma(+)
557.88
(Kg-m)

Mb(-)
39.81
(Kg-m)

LOSAS 1 y 6.
CASO 5, MÉTODO III ACI

Mb(-)
19.75
(Kg-m)



B
Ma(-)
770.87
(Kg-m)

Mb(+)
59.25
(Kg-m)

Ma(+)
502.35
(Kg-m)

Mb(-)
19.75
(Kg-m)

LOSAS 2, 3, 4 y 5.
CASO 6, MÉTODO III ACI

Mbal.
800.85
(Kg-m)

$$M_{bal} = (M_1 + M_2) / 2 = (830.82 + 770.87) \text{kg-m} / 2 =$$

$$M_{bal} = 800.85 \text{ kg-m.}$$

4.1.2 Cálculo de acero de refuerzo

Peralte efectivo de la losa (d).

$$d = t - \text{recubrimiento} - 1 \text{ diámetro No. 3}$$

$$d = 12 \text{cm.} - 2.00 \text{cm.} - 1.00 \text{cm.}$$

$$d = 9.00 \text{ cm.}$$

Franja Unitaria (Fu).

$$Fu = 100 \text{ cm.}$$

Acero Mínimo (Asmin).

$$As_{min} = 0.002 * Fu * t = 0.002 * 100 \text{cm.} * 12 \text{ cm.} =$$

$$As_{min} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el acero mínimo (Mo)

$$Mo = F_i * (As * F_y * (d - ((As * F_y) / (1.7 * F'_c * b))))$$

$$Mo = 0.90 * (2.40 \text{cm}^2 * 2,800 \text{ kg/cm}^2 * (9.00 \text{cm} -$$

$$((2.40 \text{cm}^2 * 2,800 \text{ kg/cm}^2) / (1.7 * 180 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm})))$$

$$Mo = 531.04 \text{ kg-m.}$$

Espaciamiento del acero mínimo (Es)

Por regla de tres, se calcula el espaciamento que requiere el acero mínimo (2.40 cm^2) en una franja unitaria (Fu). Será utilizado acero No. 3. El proceso es el siguiente:

$$Es = As_{No.3} * Fu / As_{min} = 0.71 \text{cm}^2 * 100 \text{cm} / 2.40 \text{cm}^2$$

$$Es = 29.58 \text{ cm}$$

El momento que resiste el acero mínimo, cubre los momentos del lado mayor (positivo y negativo) de las losas 1 y 2.

Entonces, por facilidad de armado, el espaciamento (para el lado mayor) en ambas losas será de 25 cm, y el acero de refuerzo, será No. 3 (ver anexo "A", plano 8/9).

Acero necesario para cubrir los momentos del lado menor (As)

$$As = (0.85 * F'_c * b * d) / F_y * (1 - \text{SQR}(1 - (Mu / (0.3825 * F'_c * b * d^2))))$$

Espaciamento del Acero (Es)

$$Es = As_{No.3} * Fu / As_{min}$$

Momentos de losas No. 1 y No. 2 (lado menor)

$$M(-)1 = \text{Momento negativo en la losa No. 1}$$

$$M_{bal} = \text{Momento balanceado}$$

$$M(-)2 = \text{Momento negativo en la losa No. 2}$$

$$M(+)1 = \text{Momento positivo en la losa No. 1}$$

$$M(+)2 = \text{Momento positivo en la losa No. 2}$$

Para calcular el acero que resiste los momentos anteriores, se elabora la siguiente tabla :

TABLA 4-1

CÁLCULO DEL ACERO PARA LOSAS No. 1 Y No. 2 (lado menor)

No.	Momento (Kg-m)	Acero (cm ²)	Espaciamiento(cm)
1.	M(-)1 = 83,082.00	As = 3.81	Es = 18.63
2.	Mbal = 80,085.00	As = 3.68	Es = 19.29
3.	M(-)2 = 77,087.00	As = 3.53	Es = 20.11
4.	M(+)1 = 55,788.00	As = 2.52	Es = 28.17
5.	*M(+)2 = 39,235.00	*As = 2.40	*Es = 29.58

Fuente: Elaboración propia.

(*) Este momento es inferior al acero mínimo, por lo tanto, se utilizará el acero mínimo.

Finalmente, por facilidad en el armado, se utilizará en el lado menor de todas las losas, acero No. 3 con un espaciamento de 14 cm. En estas condiciones, se garantiza que el acero resista satisfactoriamente los momentos existentes .

4.2 Diseño de viga

4.2.1 Viga A

Relación (M), entre el lado menor (A) y el lado mayor (B)

$$M = A / B = 3.50 \text{ m} / 7.00 \text{ m}$$

$$M = 0.50$$

Carga uniformemente distribuida que ejerce el peso propio de la viga sobre el muro (Wv).

$$Wv = \text{Roc} * Bv * Hv = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.45 \text{ m}$$

$$Wv = 270 \text{ kg/m}$$

Carga uniformemente distribuida sobre el lado mayor (Wb)

$$Wb = (CU * A / 6) * (3 - M^2) = (699.20 \text{ kg/m}^2 * 3.50 \text{ m} / 6) * (3 - 0.5^2)$$

$$Wb = 1,121.63 \text{ kg/m}$$

Carga uniformemente distribuida total (Wt)

$$Wt = (2 * Wb) + Wv = (2 * 1,121.63 \text{ kg/m}) + 270.00 \text{ kg/m}$$

$$Wt = 2,513.26 \text{ kg/m}$$

La viga A, posee una restricción ligera por estar unida a otra viga, por lo cual sus momentos son:

Momento negativo de la viga A (Mv(-))

$$Mv(-) = Wt * L^2 / 24 = 2,513.26 \text{ kg/m} * (7.00 \text{ m})^2 / 24$$

$$Mv(-) = 5,131.24 \text{ kg-m}$$

Momento positivo de la viga A M(+)

$$Mv(+) = Wt * L^2 / 12 = 2,513.26 \text{ kg/m} * (7.00 \text{ m})^2 / 12$$

$$Mv(+) = 10,262.48 \text{ kg-m}$$

Prediseño de la sección de la viga.

Para el prediseño se asumirán 6 centímetros de peralte efectivo (d), por cada metro de luz (L) y la base será el 60% de el peralte.

Peralte efectivo de la viga (d)

$$d = 6 * L = 6 \text{ cm/m} * 7.00 \text{ m}$$

$$d = 42 \text{ cm.}, \text{ se aproxima a } 40 \text{ cm}$$

Base de la viga (b)

$$b = 0.60 * d = 0.60 * 40 \text{ cm}$$

$$b = 24 \text{ cm, se aproxima a } 25 \text{ cm}$$

Acero Mínimo de la viga (Asmin)

$$Asmin = 0.005 * b * d = 0.005 * 25 \text{ cm} * 40 \text{ cm} =$$

$$Asmin = 5.00 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo, estará constituido por dos o más varillas (que representen un valor igual o mayor). Para este caso, el acero mínimo es: 2 varillas No. 6 (5.73 cm²).

Acero máximo de la viga (Asmax)

$$Asmax = 0.5((0.003/(0.003+(Fy/Ey)))*(0.85^2 * F'c / Fy)) * b * d$$

$$Asmax = 0.5((0.003/(0.003+(2,800\text{kg/cm}^2/2.1\text{E}06\text{kg/cm}^2))) * (0.85^2 * 180\text{kg/cm}^2 / 2,800\text{kg/cm}^2)) * 25\text{cm} * 40\text{cm}$$

$$Asmax = 16.10 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el acero mínimo (Mo)

$$Mo = Fi * (As * Fy * (d - ((As * Fy) / (1.7 * F'c * b))))$$

$$Mo = 0.90 * (5.73\text{cm}^2 * 2,800\text{kg/cm}^2 * (40\text{cm} - ((5.73\text{cm}^2 * 2,800\text{kg/cm}^2) / (1.7 * 180\text{kg/cm}^2 * 25\text{cm}))))$$

$$Mo = 5,473 \text{ kg-m}$$

Acero necesario para resistir el momento negativo (As(-))

El momento que resiste el acero mínimo (Mo= 5,473 kg-m), es superior al momento negativo (Mv(-)= 5,131.24 kg-m), por lo tanto, para resistir el momento negativo, se utilizará el acero mínimo.

$$As(-) = 5.73 \text{ cm}^2 \text{ (2 varillas No. 6)}$$

Acero necesario para resistir el momento positivo (As(+))

$$As(+) = (0.85 * F'c * b * d) / Fy * (1 - \text{SQR}(1 - (\text{Mu} / (0.3825 * F'c * b * d^2))))$$

$$As(+) = (0.85 * 180 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 40 \text{ cm}) / 2,800 \text{ kg/cm}^2 * (1 - (1,026,248 \text{ kg-cm} / (0.3825 * 180 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 40^2 \text{ cm}^2)))$$

$$As(+) = 11.36 \text{ cm}^2$$

El acero positivo estará constituido por 4 varillas No.6 (11.46 cm²).

$$As(+) = 11.46 \text{ cm}^2$$

Chequeo para el acero de refuerzo, viga A

$$As_{\text{min}} \text{ calculado} < A(-) < As_{\text{max}}$$

$$5.00 \text{ cm}^2 < 5.73 \text{ cm}^2 < 16.10 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} \text{ calculado} < A(+) < As_{\text{max}}$$

$$5.00 \text{ cm}^2 < 11.46 \text{ cm}^2 < 16.10 \text{ cm}^2$$

Acero corrido mínimo para la cama superior

Será el mayor entre los siguientes valores:

$$2 \text{ varillas (2 No.6)} = 5.73 \text{ cm}^2 \text{ (mayor)}$$

$$33\% \text{ del } As(-) = 1.89 \text{ cm}^2$$

Acero corrido mínimo para la cama inferior

Será el mayor entre los siguientes valores:

$$2 \text{ varillas (2 No.6)} = 5.73 \text{ cm}^2 \text{ (mayor)}$$

$$50\% \text{ del } As(-) = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$50\% \text{ del } As(+) = 5.73 \text{ cm}^2$$

Longitud del bastón positivo (y).

Se realiza sumatoria de momentos en el centro de la viga, para calcular la distancia " y " que existe entre el momento máximo, y el valor de momento resistente, que corresponde al acero mínimo, así:

$$0 = M(+) - M_o - Wt * y^2 / 2$$

$$y = \text{SQR}((M(+)) - M_o) * 2 / Wt)$$

$$y = \text{SQR}((10.3 \text{ ton-m} - 5.5 \text{ t-m}) * 2 / 2.51 \text{ ton/m})$$

$$y = 3.82 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo (ld)

$$Av = \text{Área de acero por varilla (As No. 6 = 2.87 cm}^2)$$

$$ld = 0.06 * Av * Fy / \text{SQR}(F'c)$$

$$ld = 0.06 * 2.87 \text{ cm}^2 * 2,800 \text{ kg/cm}^2 / \text{SQR}(180) \text{ kg/cm}^2$$

$$ld = 36 \text{ cm.}, \text{ que se multiplica por } 1.33, \text{ (factor de seguridad por ser concreto ligero).}$$

$$ld = 48 \text{ cm}$$

Longitud total del bastón (Lb)

$$Lb = 2 * ld + 2 * y = 2 * 0.48 \text{ m} + 2 * 3.82 \text{ m}$$

$$Lb = , 8.60 \text{ m}$$

La longitud total del bastón (Lb), es superior a la luz (L), (Lb > L => 8.60 m > 7.00 m), por lo tanto, la longitud del bastón, será la longitud total de las varillas corridas.

Refuerzo a corte**Fuerza última de resistencia a corte de una sección (Vcu)**

$$Vcu = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(F'c) * b * d$$

$$Vcu = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(180) \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 40 \text{ cm}$$

$$Vcu = 6,044.09 \text{ kg}$$

Fuerza del corte actuante (Va)

$$Va = Wt * L / 2 = 2,513.26 \text{ kg/m} * 7.00 \text{ m} / 2$$

$$Va = 8,796.41 \text{ kg}$$

La fuerza última que resiste la sección de la viga a corte (Vcu), es menor que la fuerza del corte actuante, (Vcu < Va => 6,044.09kg < 8,796.41kg), por lo tanto, necesita refuerzo a corte.

Cálculo de la fuerza cortante (Vs)

$$Vs = Va - Vcu = 8,796.41\text{kg} - 6,044.09\text{kg}$$

$$Vs = 2,752.32 \text{ kg}$$

Espaciamiento de los estribos (s)

$$s = 0.85 * 2 * Av * Fy * d / Vs =$$

$$s = 0.85 * 2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 2,800 \text{ kg/cm}^2 * 40\text{cm} / 2,752.32\text{kg}$$

$$s = 49.12 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo será el menor valor entre:

a. 61 cm

b. $d/2 = 20 \text{ cm}$ (menor)

c. $s = 49.12 \text{ cm}$

El refuerzo a corte estará formado por estribos No. 3 a cada 20 cm y el primero a 10 cm (d/4).

Armado final de la viga A (viga intermedia)

La viga tendrá el siguientes armado: 25cm de base, 45cm de altura, 40cm de peralte efectivo, 2 varillas corridas No. 6 en la cama superior, 4 varillas corridas No. 6 en la cama inferior, estribos No.3 a cada 20 cm y el primer estribo a 10 cm. (ver anexo "A", plano 8/9).

4.2.2 Vigas B y C (vigas perimetrales)

Armado final

Las vigas B y C son aquellas que están apoyadas en toda su longitud sobre el muro; los esfuerzos a que están sometidas son mayoritariamente de compresión. Por lo tanto, no requieren un análisis detallado. Para las dimensiones de estas vigas, se consideran tanto la facilidad de armado, como las especificaciones sobre refuerzos (mínimo y máximo). El armado final para estas vigas, es el siguiente: 30 cm. de base, 45 cm. de altura, 40 cm. de peralte efectivo, 2 varillas corridas No. 6 en la cama superior, 2 varillas corridas No. 6 en la cama inferior, estribos No.3 a cada 20 cm. (ver anexo "A", plano 8/9).

4.3 Diseño de los muros de los tanques de almacenamiento

En los muros de los tanques a diseñar, se presentan varios casos, de los cuales sólo se presentarán las condiciones críticas.

4.3.1 Primer caso : Tanque vacío con empuje del suelo, con cargas de losa y vigas (ver figura 4-3)

Datos:

- Hm= 3.00 m (altura del muro)
- Bm= 2.30 m (base del muro)
- Rom= 2.00 ton/m³ (densidad del muro)
- Ros= 1.6 ton/m³ (densidad del suelo)
- fs = 15.00 ton/m² (capacidad soporte del suelo)
- beta= 31 ° (ángulo de inclinación del terreno)
- mu= 0.50 (coeficiente de fricción)
- bc= 1.20 m (distancia de b a c)
- fi = 32 ° (ángulo de fricción interna)
- Fs = 1.50 (factor de seguridad)

Coefficiente del empuje activo del suelo (Ka)

$$Ka = (1 - \text{sen } fi) / (1 + \text{sen } fi) = (1 - \text{sen } 32^\circ) / (1 + \text{sen } 32^\circ) = 0.3073$$

$$Ka = 0.3073$$

Altura adicional por inclinación (Hi)

$$Hi = bc * \tan(\text{beta}) = 1.20 \text{ m} * \tan 31^\circ = 0.721 \text{ m}$$

$$Hi = 0.721 \text{ m}$$

Altura total (Ht)

$$Ht = H + Hi = 3.00 \text{ m} + 0.721 \text{ m}$$

$$Ht = 3.721 \text{ m}$$

Empuje del suelo (Ps)

$$Ps = (R_{os} * H_t) / 2 * K_a = (1.60 \text{ ton/m}^3 * 3.721 \text{ m}) / 2 * 0.3073$$

$$Ps = 3.40 \text{ ton/m}$$

Empuje horizontal del suelo (Psx)

$$Psx = Ps * \cos(\beta) = 3.40 \text{ ton/m} * \cos 31^\circ$$

$$Psx = 2.91 \text{ ton/m} * 1.00 \text{ m (franja unitaria)}$$

$$Psx = 2.91 \text{ ton}$$

Momento del empuje del suelo (Ms), con respecto al punto "a"

$$Ms = Psx * H_t * 1/3 = 2.91 \text{ ton} * 3.721 \text{ m} * 1/3$$

$$Ms = 3.61 \text{ ton-m}$$

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto del punto "a" (ver figura 4-3).

Para realizar estos cálculos en forma sistemática, se elabora la tabla 4-2

TABLA 4-2

CÁLCULO DEL MOMENTO QUE PRODUCE EL PESO PROPIO DEL MURO.

Figura	$R_o(\text{ton/m}^3) * \text{área}(\text{m}^2)$ = $W(\text{ton})$	Brazo(m)	M.(ton-m)
1	$1.60 * 1/2 * 1.20 * 3.721 = 3.57$	$2/3 * 1.20 + 1.10 = 1.90$	6.78
2	$2.00 * 0.30 * 2.70 * 1.20 = 3.24$	$1/3 * 1.20 + 1.10 = 1.50$	4.86
3	$2.00 * 0.30 * 2.70 = 1.62$	$1/2 * .30 + .80 = 0.95$	1.54
4	$2.00 * 2.30 * 0.30 = 1.38$	$1/2 * 2.30 = 1.15$	1.59

$$\text{Sumatoria de } W_r(\text{ton}) = 9.81 \quad \text{Sumatoria de } M_r = 14.77$$

Fuente: Elaboración propia.

Carga de la losa y de la viga hacia el muro

Carga uniformemente distribuida que ejerce la losa del lado menor sobre el muro (Clm)

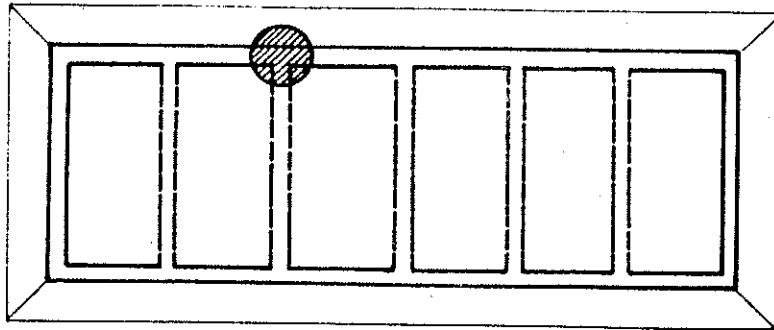
$$Clm = (CUT * A) / 3 = (699.20 \text{ kg/m}^2 * 3.5 \text{ m}) / 3$$

$$Clm = 815.73 \text{ kg/m}$$

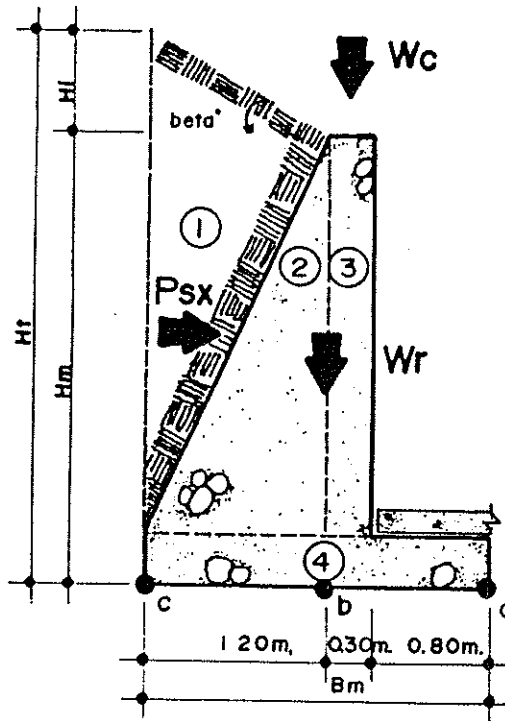
FIGURA 4 - 3
DIAGRAMA DE FUERZAS Y DIMENSIONES

63

Primer caso



PLANTA
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN
Escala 1:25



ELEVACIÓN
MURO PERIMETRAL
Escala 1:50

Carga uniformemente distribuida que ejerce el peso propio de la viga sobre el muro (Cv)

$$Wv = R_{oc} * Bv * Hv = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} * 0.45 \text{ m}$$

$$Wv = 270 \text{ kg/m}$$

Carga uniformemente distribuida total del lado menor (Wtlm)

$$Wtlm = Clm + Cv = 815.73 \text{ kg/m} + 270.00 \text{ kg/m}$$

$$Wtlm = 1,085.73 \text{ kg/m} = 1.09 \text{ ton/m}$$

Carga uniformemente distribuida total del lado menor (será considerada como carga puntual (Pm) en una franja unitaria)

$$Pm = 1.09 \text{ ton/m} * 1.00 \text{ m} = 1.09 \text{ ton/m}$$

Carga uniformemente distribuida que ejerce el peso propio de la viga sobre el muro (Wv).

$$Wv = 270 \text{ kg/m}$$

Carga uniformemente distribuida sobre el lado mayor (WlM).

$$WlM = (CU * A / 6) * (3 - M^2) = (699.20 \text{ kg/m}^2 * 3.50 \text{ m} / 6) * (3 - 0.5^2)$$

$$WlM = 1,121.63 \text{ kg/m}$$

Carga uniformemente distribuida total del lado mayor (WtlM).

$$WtlM = (2 * WlM) + Wv = (2 * 1,121.63 \text{ kg/m}) + 270.00 \text{ kg/m}$$

$$WtlM = 2,513.26 \text{ kg/m}$$

Carga concentrada que ejerce la viga del lado mayor sobre el muro (PM).

$$PM = (WtlM * L) / 2 = (1,528.00 \text{ kg/m} * 7.00 \text{ m}) / 2$$

$$PM = 8,796.41 \text{ kg} = 8.80 \text{ ton}$$

Peso sobre el muro debido a las cargas de la losa y vigas (Wc)

$$Wc = Pm + PM = 1.09 \text{ ton} + 8.80 \text{ ton}$$

$$Wc = 9.89 \text{ ton}$$

Peso total del muro (Wt)

$$Wt = Wr + Wc = 9.81 \text{ ton} + 9.89 \text{ ton}$$

$$Wt = 19.70 \text{ ton}$$

Momento que ejerce la carga concentrada respecto del punto "a" (Mc)

$$Mc = 9.89 \text{ ton} * (0.15 + 0.80) \text{ m}$$

$$Mc = 9.40 \text{ ton-m}$$

CHEQUEOS

Estabilidad contra el volteo (Fsv)

$$Fsv = (Mr + Mc) / Ms = (14.77 + 9.40) \text{ ton-m} / 3.61 \text{ ton-m}$$

$F_{sv} = 6.70$, entonces:

$6.70 > 1.50 \Rightarrow F_{sv} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

Estabilidad contra el deslizamiento (F_{sd})

$F_{sd} = F_r / P_{sx} = (\mu * W_t) / P_{sx} = 0.50 * 19.70\text{ton} / 2.91\text{ton}$

$F_{sd} = 3.38$, entonces:

$3.38 > 1.50 \Rightarrow F_{sd} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

Presión de la base en el suelo

La distancia "a", a partir del punto "c", donde actúan las cargas verticales es:

$a = (M_r + M_c - M_s) / W_t = (14.77 + 9.40 - 3.21)\text{ton}\cdot\text{m} / 19.70\text{ton}$

$a = 1.06 \text{ m}$

Longitud en la base del muro (A_o), donde actúa la presión "+"

$A_o = 3a = 3 * 1.06 \text{ m}$

$A_o = 3.18 \text{ m}$

Como la distancia total de la presión positiva (A_o), es mayor que la base del muro (B_m), entonces debajo del muro no existen presiones negativas.

$A_o > B_m \Rightarrow 3.18 \text{ m} > 2.30 \text{ m}$

Presión en el suelo

a. Excentricidad (e_x)

$e_x = (B_m / 2) - a = (2.30\text{m} / 2) - 1.06\text{m}$

$e_x = 0.09 \text{ m}$

b. Módulo de sección por metro lineal (S_x)

$S_x = 1/6 * B_m^2 * L = 1/6 * 2.30^2 \text{ m}^2 * 1.00 \text{ m}$

$S_x = 0.88 \text{ m}^3$

c. Presión máxima (q_{max})

$q_{max} = (W_t / B * L) + (W_t * e_x) / S_x$

$q_{max} = (19.70\text{ton} / 2.30\text{m} * 1.00\text{m}) + (19.70\text{ton} * 0.09\text{m} / 0.88\text{m}^3)$

$q_{max} = 10.58 \text{ ton/m}^2$

Debido a que la presión máxima actuante (10.58 ton/m^2), es menor que la capacidad soporte del suelo (15 ton/m^2), entonces los tanques serán adecuadamente soportados, (sin experimentar asentamientos).

4.3.2 Segundo caso : Tanque vacío con empuje del suelo, sin carga W_c (carga de la losa y vigas, ver figura 4-3)

Empuje horizontal del suelo (P_{sx})

$$P_{sx} = 2.91 \text{ ton}$$

Momento del empuje del suelo (M_s), respecto del punto A

$$M_s = 3.61 \text{ ton-m}$$

Peso total del muro (W_t)

$$W_t = 9.81 \text{ ton}$$

Momento del peso total (M_r), respecto del punto A

$$M_r = 14.77$$

CHEQUEOS

Estabilidad contra el volteo (F_{sv})

$$F_{sv} = M_r / M_s = 14.77 \text{ ton-m} / 3.61 \text{ ton-m}$$

$$F_{sv} = 4.09, \text{ entonces :}$$

$4.09 > 1.50 \Rightarrow F_{sv} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

Estabilidad contra el deslizamiento (F_{sd})

$$F_{sd} = F_r / P_{sx} = (\mu * W_t) / P_{sx} = 0.50 * 9.81 \text{ ton} / 2.91 \text{ ton}$$

$$F_{sd} = 1.69, \text{ entonces:}$$

$1.69 > 1.50 \Rightarrow F_{sd} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

Presión de la base en el suelo

La distancia "a", a partir del punto "c", donde actúan las cargas verticales es:

$$a = (M_r - M_s) / W_t = (14.77 - 3.21) \text{ ton-m} / 9.81 \text{ ton}$$

$$a = 1.18 \text{ m}$$

Longitud en la base del muro (A_o), donde actúa la presión "+"

$$A_o = 3a = 3 * 1.18 \text{ m}$$

$$A_o = 3.54 \text{ m}$$

Debido a que la distancia a la que actúa la presión positiva A_o , es mayor que la longitud de la base del muro (B_m), entonces debajo de éste, no existen presiones negativas.

$$A_o > B_m \Rightarrow 3.54 \text{ m} > 2.30 \text{ m}$$

Presión en el suelo

a. Excentricidad (ex)

$$ex = a - (B_m / 2) = 1.18 - (2.30 \text{ m} / 2)$$

$$ex = 0.03 \text{ m}$$

b. Módulo de sección por metro lineal (S_x)

$$S_x = 1/6 * B_m^2 * L = 1/6 * 2.30^2 \text{ m}^2 * 1.00\text{m}$$

$$S_x = 0.88 \text{ m}^3$$

c. Presión máxima (q_{max})

$$q_{max} = (W_t / B * L) + (W_t * e_x) / S_x$$

$$q_{max} = (9.81\text{ton} / 2.30\text{m} * 1.00\text{m}) + (9.81\text{ton} * 0.03\text{m} / 0.88\text{m}^3)$$

$$q_{max} = 4.60 \text{ t/m}^2$$

Debido a que la presión máxima actuante (4.60 ton/m^2), es menor que la capacidad soporte del suelo (15 ton/m^2), entonces los tanques serán adecuadamente soportados, (sin experimentar asentamientos).

4.3.3 Tercer caso : empuje del agua sobre el lado libre del tanque (Ver figura 4-4)

Datos:

$$H_m = 3.00 \text{ m (altura del muro)}$$

$$B_m = 2.30 \text{ m (base del muro)}$$

$$R_{oa} = 1.00 \text{ ton/m}^3 \text{ (densidad del agua)}$$

$$R_{om} = 2.00 \text{ ton/m}^3 \text{ (densidad del muro)}$$

$$R_{os} = 1.60 \text{ ton/m}^3 \text{ (densidad del suelo)}$$

$$f_s = 15.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (capacidad soporte del suelo)}$$

$$\mu = 0.50 \text{ (coeficiente de fricción)}$$

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto del punto "c" (ver figura 4-4).

Para realizar estos cálculos, se elabora la siguiente tabla:

TABLA 4-3

CÁLCULO DEL MOMENTO QUE PRODUCE EL PESO PROPIO DEL MURO.

Figura	$R_o(\text{ton/m}^3) * \text{área}(\text{m}^2)$ = $W(\text{ton})$	Brazo(m)	M. (ton-m)
1	$2.00 * 1/2 * 1.20 * 2.70 = 3.24$	$2/3 * 1.20 = 0.80$	2.59
2	$2.00 * 0.30 * 2.70 = 1.62$	$0.15 + 1.20 = 1.35$	2.19
3	$2.00 * 2.30 * 0.30 = 1.38$	$1/2 * 2.30 = 1.15$	1.59

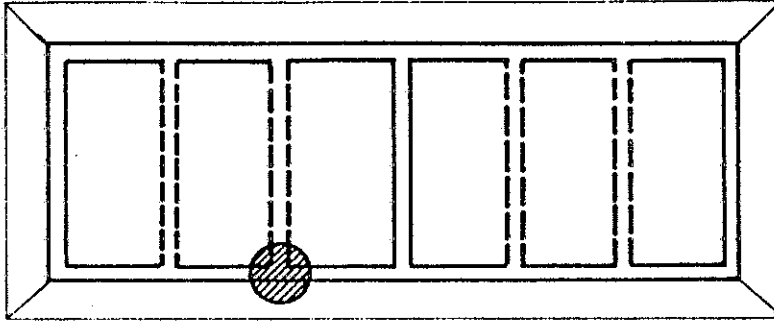
$$\text{Sumatoria de } W_r(\text{ton}) = 6.24 \quad \text{Sumatoria de } M_r = 6.37$$

Fuente: Elaboración propia.

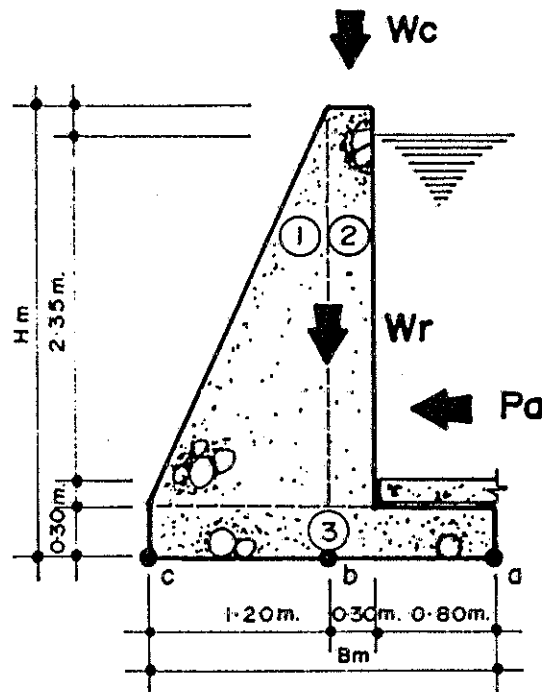
FIGURA 4-4
DIAGRAMA DE FUERZAS Y DIMENSIONES

68

Segundo caso



PLANTA
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN
Escala 1:25



ELEVACIÓN
MURO PERIMETRAL
Escala 1:50

Empuje del agua (Pa)

$$Pa = (Roa * Hm^2) / 2 = (1.00 \text{ t/m}^3 * 2.35 \text{ m}^2) / 2$$

$$Pa = 2.76 \text{ ton/m} * 1.00 \text{ m (franja unitaria)}$$

$$Pa = 2.76 \text{ ton}$$

Momento que ejerce el agua (Ma), respecto del punto "c"

$$Ma = Pa * H/3 = 2.76 \text{ ton} * (2.35/3 + 0.45) \quad Ms = 3.40 \text{ ton-m}$$

Peso total del muro (Wt)

$$Wt = Wr + Wc = 6.24 \text{ ton} + 9.89 \text{ ton}$$

$$Wt = 16.13 \text{ ton}$$

Momento que ejerce la carga concentrada respecto del punto "c" (Mc)

$$Mc = 9.89 \text{ ton} * 1.35 \text{ m}$$

$$Mc = 13.35 \text{ ton-m}$$

CHEQUEOS**Estabilidad contra el volteo (Fsv)**

$$Fsv = (Mr + Mc) / Ms = (6.37 + 13.35) \text{ ton-m} / 3.40 \text{ ton-m}$$

$$Fsv = 5.80, \text{ entonces:}$$

$5.80 > 1.50 \Rightarrow Fsv > Fs.$ Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

Chequeo de la estabilidad contra el deslizamiento (Fsd)

$$Fsd = Fr / Psx = (\mu * Wt) / Psx = 0.50 * 16.13 \text{ ton} / 2.76 \text{ ton}$$

$$Fsd = 2.92, \text{ entonces:}$$

$2.92 > 1.50 \Rightarrow Fsd > Fs.$ Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

Presión de la base en el suelo

La distancia "a", a partir del punto "c", donde actúan las cargas verticales es:

$$a = (Mr + Mc - Ms) / Wt = (6.37 + 13.35 - 3.40) \text{ ton-m} / 16.13 \text{ ton}$$

$$a = 1.01 \text{ m}$$

Longitud en la base del muro (Ao), donde actúa la presión "+"

$$Ao = 3a = 3 * 1.01 \text{ m}$$

$$Ao = 3.03 \text{ m}$$

Debido a que la distancia en donde actúa la presión positiva Ao, es mayor que la longitud de la base del muro (Bm), entonces debajo del muro no existen presiones negativas.

$$Ao > Bm \Rightarrow 3.03 \text{ m} > 2.30 \text{ m}$$

Presión en el suelo

a. Excentricidad (ex)

$$ex = (B_m / 2) - a = (2.30\text{m} / 2) - 1.01\text{m}$$

$$ex = 0.14\text{ m}$$

b. Módulo de sección por metro lineal (Sx)

$$S_x = 1/6 * B_m^2 * L = 1/6 * 2.30^2 \text{ m}^2 * 1.00\text{m}$$

$$S_x = 0.88 \text{ m}^3$$

c. Presión máxima (qmax)

$$q_{\text{max}} = (W_t / B * L) + (W_t * ex) / S_x$$

$$q_{\text{max}} = (16.13 \text{ m} / 2.30 \text{ m} * 1.00 \text{ m}) + (16.13\text{ton} * 0.23\text{m} / 0.88\text{m}^3)$$

$$q_{\text{max}} = 9.58 \text{ t/m}^2$$

Debido a que la presión máxima actuante (9.58 ton/m²), es menor que la capacidad soporte del suelo (15 ton/m²), entonces los tanques serán adecuadamente soportados, (sin experimentar asentamientos).

4.3.4 Cuarto caso : Muro intermedio de los tanques, uno vacío y otro lleno de agua

(Ver figura 4-5)

Datos:

$$H_m = 3.00 \text{ m (altura del muro)}$$

$$B_m = 3.10 \text{ m (base del muro)}$$

$$R_{oa} = 1.00 \text{ ton/m}^3 \text{ (densidad del agua)}$$

$$R_{om} = 2.00 \text{ ton/m}^3 \text{ (densidad del muro)}$$

$$f_s = 15.00 \text{ ton/m}^2 \text{ (capacidad soporte del suelo)}$$

$$\mu = 0.50 \text{ (coeficiente de fricción)}$$

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto del punto "a" (ver figura 4-5).

Para elaborar sistemáticamente estos cálculos, se elabora la tabla 4-4.

De igual forma que en los cálculos anteriores, en la primera columna de dicha tabla, se identifica la figura que se está calculando. En la segunda columna, se calcula el peso (expresado en ton). Se indica en la siguiente columna la distancia existente entre el centro de aplicación del peso, y el pivote. Al multiplicar el peso de la sección considerada, por el brazo anterior, se obtiene el momento ejercido por figura. El valor

del momento se indica en la columna final.

TABLA 4-4

CÁLCULO DEL MOMENTO QUE PRODUCE EL PESO PROPIO DEL MURO

Figura	$R_o(\text{ton}/\text{m}^3) * \text{área}(\text{m}^2)$ = $W(\text{ton})$	Brazo(m)	M. (ton- m)
1	$2.00 * 1/2 * 0.60 * 2.70 = 1.62$	$1/3 * 0.60 + 1.70 = 1.90$	3.08
2	$2.00 * 0.30 * 2.70 = 1.62$	$0.15 + 1.40 = 1.55$	2.51
3	$2.00 * 1/2 * 0.60 * 2.70 = 1.62$	$2/3 * 0.60 + 0.80 = 1.20$	1.94
4	$2.00 * 0.30 * 3.10 = 1.86$	$= 1.55$	2.88

Sumatoria de $W_r(\text{ton}) = 6.72$

Sumatoria de $M_r = 10.41$

Fuente: Elaboración propia.

Carga de la losa y de la viga hacia el muro

Se designa como " W_{t1M} " a la carga uniformemente distribuida total del lado mayor, y es:

$$W_{t1M} = 2,513.26 \text{ kg/m}$$

Este valor será considerado como carga puntual en una franja unitaria (W_c).

$$W_c = 2,513.26 \text{ kg/m} = 2.51 \text{ ton/m} * 1.00 \text{ m}$$

$$W_c = 2.51 \text{ ton}$$

Peso total del muro (W_t)

$$W_t = W_r + W_c = 6.72 \text{ ton} + 2.51 \text{ ton}$$

$$W_t = 9.23 \text{ ton}$$

Empuje del agua (P_a)

$$P_a = 2.76 \text{ ton}$$

Momento que ejerce el agua (M_a), respecto del punto "a"

$$M_a = 3.40 \text{ ton-m}$$

Momento que ejerce la carga concentrada respecto del punto "a" (M_c)

$$M_c = 2.51 \text{ ton} * 1.55 \text{ m}$$

$$M_c = 3.89 \text{ ton-m}$$

CHEQUES

Estabilidad contra el volteo (F_{sv})

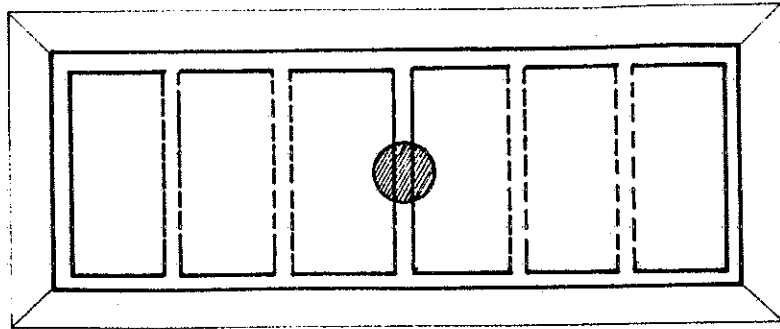
$$F_{sv} = (M_r + M_c) / M_a = (10.41 + 3.89) \text{ ton-m} / 3.40 \text{ ton-m}$$

$$F_{sv} = 4.20, \text{ entonces}$$

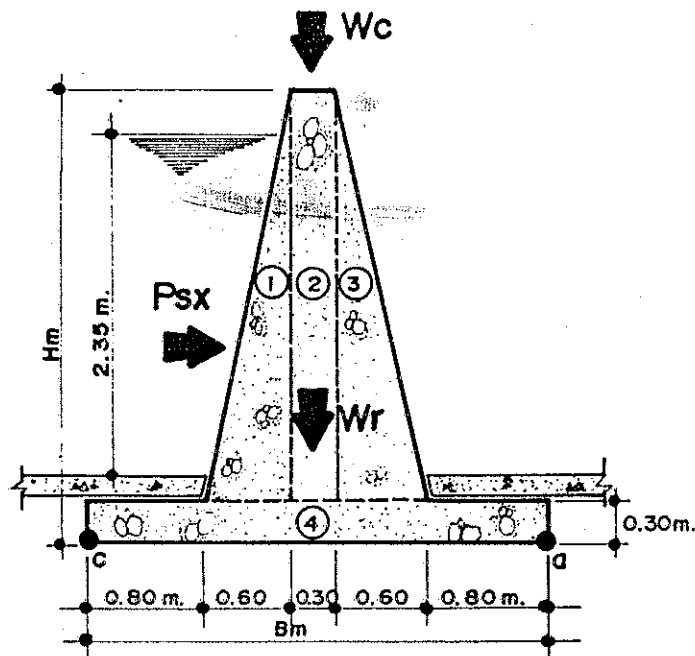
FIGURA 4 - 5
DIAGRAMA DE FUERZAS Y DIMENSIONES

72

Tercer caso



PLANTA
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN
Escala 1:25



ELEVACIÓN
MURO INTERMEDIO
Escala 1:50

$4.20 > 1.50 \Rightarrow F_{sv} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

Estabilidad contra el deslizamiento (F_{sd})

$$F_{sd} = F_r / P_a = (\mu * W_t) / P_{sx} = 0.50 * 9.23\text{ton} / 2.76\text{ton}$$

$$F_{sd} = 1.67, \text{ entonces :}$$

$1.67 > 1.50 \Rightarrow F_{sd} > F_s$. Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

Presión de la base en el suelo

La distancia "a", a partir del punto "c", donde actúan las cargas verticales es:

$$a = (M_r + M_c - M_s) / W_t = (10.41 + 3.89 - 3.40)\text{ton}\cdot\text{m} / 9.23\text{ton}$$

$$a = 1.18 \text{ m}$$

Longitud en la base del muro (A_o), donde actúa la presión "+"

$$A_o = 3 * a = 3 * 1.18 \text{ m}$$

$$A_o = 3.54 \text{ m}$$

Debido a que la distancia en donde actúa la presión positiva A_o , es mayor que la longitud de la base del muro (B_m), entonces debajo del muro no existen presiones negativas.

$$A_o > B_m \Rightarrow 3.54 \text{ m} > 3.10 \text{ m}$$

Presiones en el suelo

a. Excentricidad (e_x)

$$e_x = (B_m / 2) - a = (3.10\text{m} / 2) - 1.18$$

$$e_x = 0.37 \text{ m}$$

b. Módulo de sección por metro lineal (S_x)

$$S_x = 1/6 * B_m^2 * L = 1/6 * 3.10^2 \text{ m}^2 * 1.00 \text{ m}$$

$$S_x = 1.60 \text{ m}^3$$

c. Presión máxima (q_{max})

$$q_{max} = (W_t / B * L) + (W_t * e_x) / S_x$$

$$q_{max} = (9.23\text{ton} / 3.10\text{m} * 1.00\text{m}) + (9.23\text{ton} * 0.37\text{m} / 1.60\text{m}^3)$$

$$q_{max} = 5.11 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la presión máxima actuante (5.11 ton/m^2), es menor que la capacidad soporte del suelo (15 ton/m^2), entonces los tanques serán adecuadamente soportados, (sin experimentar asentamientos).

4.4 Diseño de la losa inferior del tanque de almacenamiento

Para el diseño de la losa inferior, se especifica que la unión entre losa y pared no sea monolítica. Esto se indica, para evitar la transmisión de fuerzas.

Volumen del tanque (Vol)

El volumen total del tanque es igual al alto (Al), por el ancho (An), por el largo (La), menos el triángulo que forma el muro intermedio (ver anexo "A", plano 8/9).

$$\text{Vol} = (\text{Al} * \text{An} * \text{La}) - (1/2 * \text{Al} * \text{ba} * \text{An})$$

$$\text{Vol} = (2.35\text{m} * 7.00\text{m} * 10.50\text{m}) - (1/2 * 2.35\text{m} * 0.60\text{m} * 7.00\text{m})$$

$$\text{Vol} = 167.79 \text{ m}^3$$

Peso del agua sobre la losa (Pa)

$$\text{Pa} = \text{Roa} * \text{Vol} = 1,000 \text{ kg/m}^3 * 167.79 \text{ m}^3$$

$$\text{Pa} = 167,790 \text{ kg}$$

Peso del agua por metro cuadrado (Wa)

$$\text{Wa} = \text{Pa} / (\text{An} * \text{La}) = 167,790 \text{ kg} / (7.00 \text{ m} * 10.50 \text{ m})$$

$$\text{Wa} = 2,282.86 \text{ kg/m}^2$$

La capacidad soporte del suelo ($f_s = 15 \text{ ton/m}^2$), es mayor que la presión producida por el peso del agua (2.3 ton/m^2). Por lo tanto, la losa inferior únicamente requiere el refuerzo mínimo. Para el cálculo del acero mínimo, se tomará como base una franja unitaria (F_u) y el espesor de losa (t) será de 15cm.

Acero mínimo (Asmin)

$$\text{Asmin} = 0.002 * F_u * t = 0.002 * 100\text{cm} * 15\text{cm}$$

$$\text{Asmin} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del acero mínimo (Es)

Se utilizará acero No. 3 (0.71 cm^2) en el refuerzo de la losa inferior. El acero mínimo es 3.00 cm^2 ; y para calcular el espaciamiento, se realiza por regla de tres, así:

$$\text{Es} = \text{As No.3} * F_u / \text{Asmin} = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Es} = 23.67 \text{ cm}$$

Entonces, por facilidad de armado, el espaciamiento (en ambos sentidos) será de 20 cm, y el acero de refuerzo, será No. 3 (ver anexo "A", plano 8/9).

4.5 Chequeo de corte en el talón

Fuerza última de resistencia a corte (V_{cu}), en una franja unitaria (F_u)

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(F'_c) * b * t$$

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(180) \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 18,132.30 \text{ kg}$$

El peso total (W_t) que soporta el talón está constituido por el peso de la losa inferior, su peso propio y el del agua. El

cálculo es el siguiente:

$$Wt = (Roc * b * ("t"losa + "t"talón)) + (Roa * b * A1)$$

$$Wt = (2,400\text{kg/m}^3 * 1\text{m} * (0.15\text{m} + 0.30\text{m})) + (1,000\text{kg/m}^3 * 1\text{m} * 2.35)$$

$$Wt = 3,430 \text{ kg/m}$$

Corte actuante (Va)

$$Va = Wt * \text{base talón} / 2 = 3,430 \text{ kg/m} * 0.80 / 2$$

$$Va = 1,372.00 \text{ kg}$$

La fuerza última de resistencia a esfuerzo cortante (V_{cu}) es mayor que la fuerza actuante ($18,132.30 > 1,372.00 \Rightarrow V_{cu} > Va$), por lo tanto el talón resiste el corte sin necesidad de refuerzo.

**CAPÍTULO 5
PRESUPUESTO**

La integración del presente presupuesto, se ha realizado con base en:

- a. Identificación del elemento a ser construido: redes de distribución y tanques de almacenamiento.
- b. Los materiales a ser empleados en la construcción de dichos elementos.

Los precios utilizados para la elaboración del presente presupuesto, son los preferenciales que el mercado establece para las municipalidades y las instituciones del estado.

Los precios de la mano de obra, han sido calculados con base en los salarios que actualmente paga la municipalidad de San Lucas Tolimán a sus laborantes, según el rango u ocupación de los mismos.

5.1 Cuantificación de materiales, y costo para la red No. 1

RED No. 1

CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
70	Tubos con campana PVC de 8"X20', 160 psi	607.70	unidad	42,532.00
235	Tubos con campana PVC de 6"X20', 160 psi	358.63	unidad	84,278.05
581	Tubos con campana PVC de 4"X20', 160 psi	161.30	unidad	34,063.90
160	Tubos con campana PVC de 3"X20', 160 psi	100.38	unidad	16,060.80

CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
1770	Tubos con campana PVC de 2"X20 , 160 psi	45.86	unidad	81,172.20
2	Codos de 90 grados de 6"	153.50	unidad	319.00
10	Codos de 90 grados de 4"	45.40	unidad	454.00
4	Codos de 90 grados de 3"	25.25	unidad	101.00
20	Codos de 90 grados de 2"	6.90	unidad	138.00
3	Codos de 45 grados de 8"	395.33	unidad	1,185.33
6	Codos de 45 grados de 4"	59.00	unidad	354.00
1	Codos de 45 grados de 3"	33.00	unidad	33.00
10	Codos de 45 grados de 2"	8.20	unidad	82.00
5	Válvulas de compuerta 6"	734.94	unidad	3,674.70
3	Válvulas de compuerta 4"	424.98	unidad	1,274.94
1	Válvula de compuerta 3"	424.98	unidad	424.98
19	Válvulas de compuerta 2"	115.02	unidad	2,185.38
10	Adaptadores macho de 6"	87.03	unidad	870.30
6	Adaptadores macho de 4"	21.89	unidad	131.34
2	Adaptadores macho de 3"	21.89	unidad	43.78
38	Adaptadores macho de 2"	4.37	unidad	166.06

CANTIDAD, DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
25 Tee de 6"	332.20	unidad	5,805.00
33 Tee de 4"	67.15	unidad	2,215.95
4 Tee de 3"	40.39	unidad	161.56
45 Tee de 2"	8.54	unidad	384.30
1 Reducidor bushing 8" a 6"	250.38	unidad	250.38
5 Reducidor bushing 6" a 4"	73.58	unidad	367.90
18 Reducidor bushing 6" a 2"	73.58	unidad	1,324.44
4 Reducidor bushing 4" a 3"	25.24	unidad	100.36
46 Reducidor bushing 4" a 2"	25.24	unidad	1,161.04
2 Reducidor bushing 3" a 2"	11.03	unidad	22.06
8 Cruz de 4"	116.83	unidad	934.64
13 Cruz de 2"	21.83	unidad	283.79
2 Tapones hembra de 4"	24.74	unidad	49.48
1 Tapón hembra de 3"	10.99	unidad	10.99
22 Tapones hembra de 2"	3.30	unidad	72.60
29 Pegamento PVC	399.44	Galones	11,583.76
507 Arena blanca	75.00	m ³	38,025.00
19 Arena de rio	65.00	m ³	1,235.00

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
12	Piedrín de 1/2"	109.00	m ³	1,208.00
5	Piedra bola de 4"	121.00	m ³	605.00
14	Hierro No3 grado 40 de 20'	121.00	qq	1,694.00
56	Alambre de amarre Cal.16	2.30	lb.	128.80
364	Cemento	30.00	saco	10,920.00
2	Transporte	500.00	viaje	1,000.00
7,238	Zanjeo	11.25	m ³	82,102.50
7,221	Relleno	5.70	m ³	41,159.70
3,124	Colocación de tubería y accesorios	13.15	unidad	41,080.60
28	Cajas de válvulas	262.50	unidad	<u>7,350.00</u>
Subtotal.....				580,882.81
Imprevistos 15%.....				<u>87,132.42</u>
Subtotal.....				668,015.23
Costos Indirectos				
Herramientas.....			12,000.00	
Administración y Dirección....			65,000.00	

Supervisión.....	65,000.00
Imprevistos 15%.....	<u>21,300.00</u>
Subtotal.....	<u>163,300.00</u>
Total.....	831,315.23 =====

RESUMEN RED No. 1

Costo Directo	668,015.23
Costo Indirecto	<u>163,300.00</u>
Total Red No. 1	831,315.23 =====

(Total: ochocientos treintiún mil trecientos quince quetzales con veinte y tres centavos).

5.2 Cuantificación de materiales y costos para la red No. 2

RED. No. 2

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
249	Tubos con campana PVC de 6"X20' , 160 psi	358.63	unidad	89,298.87

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
289	Tubos con campana PVC de 4"X20', 160 psi	161.90	unidad	46,789.10
462	Tubos con campana PVC de 2"X20', 160 psi	45.86	unidad	21,187.32
3	Codos de 90 grados de 6"	159.50	unidad	478.50
5	Codos de 90 grados de 4"	45.40	unidad	227.00
2	Codos de 90 grados de 2"	6.30	unidad	13.80
4	Codos de 45 grados de 6"	159.25	unidad	637.00
3	Codos de 45 grados de 4"	59.00	unidad	177.00
6	Codos de 45 grados de 2"	8.20	unidad	49.20
7	Tee de 6"	232.20	unidad	1,625.40
10	Tee de 4"	67.15	unidad	671.50
10	Tee de 2"	8.54	unidad	85.40
3	Reducidor bushing 6" a 4"	73.58	unidad	220.74
6	Reducidor bushing 6" a 2"	73.58	unidad	441.48
8	Reducidor bushing 4" a 2"	25.24	unidad	201.32
2	Válvulas de compuerta 6"	734.94	unidad	1,463.88
4	Válvulas de compuerta 4"	424.98	unidad	1,699.92
6	Válvulas de compuerta 2"	115.02	unidad	690.12

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
4	Adaptadores macho de 6"	87.03	unidad	348.12
8	Adaptadores macho de 4"	21.89	unidad	175.12
12	Adaptadores macho de 2"	4.37	unidad	52.44
4	Tapones hembra de 2"	3.30	unidad	13.20
1	Cruz de 2"	21.83	unidad	21.83
11	Pegamento para PVC	399.43	galones	4,393.73
163	Arena blanca	75.00	m ³	12,225.00
8	Arena de río	65.00	m ³	520.00
6	Piedrín de 1/2"	109.00	m ³	654.00
2	Piedra bola de 4"	121.00	m ³	242.00
6	Hierro No3 grado 40 de 20'	121.00	qq	726.00
24	Alambre de amarre cal. 16	2.30	lb.	55.20
156	Cemento	30.00	saco	4,680.00
1	Transporte	500.00	viaje	500.00
2,607	Zanjeo	11.25	m ³	29,328.75
2,578	Relleno	5.70	m ³	14,694.60
1,080	Colocación de tubería y accesorios	13.15	unidad	14,254.60

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
12	Cajas de válvulas	262.50	unidad	<u>3.150.00</u>
	Subtotal.....			251,998.74
	Imprevistos 15%.....			<u>37,799.81</u>
	Subtotal			289,798.55
	Costos Indirectos			
	Herramientas.....		6,000.00	
	Administración y Dirección...		29,000.00	
	Supervisión.....		29,000.00	
	Imprevistos 15%.....		<u>9,600.00</u>	
	Subtotal.....			<u>73,600.00</u>
	Total.....			363,398.55 =====
	RESUMEN RED No. 2			
	Costo Directo			289,798.55
	Costo Indirecto			<u>73,600.00</u>
	Total Red No. 2			363,398.55 =====

(Total: trescientos sesentitrés mil trescientos noventiocho quetzales con cincuenta y cinco centavos).

5.3 Cuantificación de materiales y costo para un sistema (dos tanques) de almacenamiento

Un sistema de almacenamiento consta de un par de tanques (ver anexo "A", planos 8/9 y 9/9). Anteriormente se demostró la necesidad de construir un total de seis tanques, distribuidos en tres sistemas de almacenamiento. Dos sistemas (4 tanques), serán construidos para la red No. 1 ; mientras que la red No.2 contará únicamente con un sistema de abastecimiento (2 tanques).

SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
98	Hierro N.3 grado 40 de 20'	121.00	qq	11,858.00
26	Hierro N.6 grado 40 de 20'	121.00	qq	3,146.00
1,584	Cemento	30.00	saco	47,520.00
342	Arena de río	65.00	m ³	22,230.00
35	Piedrín de 1"	109.00	m ³	3,815.00
179	Piedra bola de 6"	121.00	m ³	21,659.00
320	Alambre de amarre cal. 16	2.30	lb.	736.00
2,212	Pino rústico	2.50	pie-t	5,530.00
30	Clavo de 4"	2.00	lb.	60.00
10	Clavo de 2"	2.00	lb.	20.00
5	Transporte	500.00	viaje	2,500.00

CANTIDAD DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO EN Q.	UNIDAD DE MEDIDA	TOTAL EN QUETZALES
Limpieza General corte y relleno			22,521.80
Armado, fundición, levantado de muros, formateado, cernido, andamios, etc.			<u>26,369.67</u>
Subtotal.....			167,965.47
Imprevistos 15%.....			<u>25,194.82</u>
Subtotal.....			193,160.29
Costos Indirectos			
Herramientas.....	9,000.00		
Administración y Dirección...	19,000.00		
Supervisión.....	19,000.00		
Imprevistos.....	<u>28,250.00</u>		
Subtotal.....			<u>75,250.00</u>
Total.....			268,410.29 =====
RESUMEN DE UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO (2 TANQUES)			
Costo Directo			193,160.29
Costo Indirecto			<u>75,250.00</u>
Total para un sistema (2 tanques)			268,410.29 =====

El costo de un sistema de almacenamiento, consistente en dos tanques, es de Q 268,410.29; entonces, los tres sistemas de almacenamiento, tendrán un costo total de Q 805,230.87 (ochocientos cinco mil doscientos treinta quetzales con ochenta y

siete centavos).

5.4 Integración total de presupuesto

Red No. 1	Q 831,315.23
Red No. 2	363,398.55
Tanques de Almacenamiento	805,230.87

TOTAL FINAL	Q 1,999,994.65
	=====

(Total final: un millón novecientos noventinueve mil novecientos noventicuatro quetzales con sesenta y cinco centavos).

X
CONCLUSIONES

- a. El caudal aforado en los nacimientos de agua (Mixcolabaj y Junay), en el municipio de Patzún, Depto. Chimaltenango, es de 37 l./s. Se estima que el caudal efectivo, en los tanques de distribución, será de 32.19 l./s. El caudal total (doméstico, público, industrial y comercial) requerido por la comunidad de San Lucas Tolimán, es de 31.94 l./s. Por lo tanto, se concluye que el caudal producido por los nacimientos de Tecpán, es suficiente, para garantizar el abastecimiento de agua potable durante el período de diseño (1,995 - 2,015).
- b. El sistema de pozos ubicados en la orilla del lago de Atitlán, propuesto por la Iglesia Católica, no cumple con los requisitos para ser considerado como el sistema principal de abastecimiento de agua potable.
- c. Las pruebas de laboratorio que hasta ahora se han realizado al agua suministrada por los manantiales Mixcolabaj y Junay; no son suficientes para determinar satisfactoriamente la potabilidad de la misma (ver recomendaciones).
- d. Con base en las pruebas de laboratorio, se determinará si existe la necesidad de tratar el agua. El sistema del suministro, dependerá de las normas aceptadas para la calidad del agua. Las obras municipales deben suministrar agua con las siguientes características: 1) el agua debe ser sanitariamente segura, 2) estéticamente atractiva; debe ser de buen gusto, 3) económicamente satisfactoria para los usos proyectados.
- e. En el levantamiento topográfico de comunidades (planimetría), el método de conservación de azimut, es el más adecuado; debido a que requiere menos operaciones que los otros. También es de gran eficiencia, el método " de 180 ° "
- f. Los trabajos de altimetría deben de realizarse con nivel de precisión. Para trabajos de agua potable, no son adecuados los trabajos realizados taquimétricamente.
- g. La nivelación para estudios de agua potable, puede ser de tercer orden.
- h. La dotación es función de factores como la clasificación de la población (urbano-rural), el clima, estándares de vida, actividad económica, número de habitantes, la presión en el

XI

sistema de distribución, el costo del servicio, los sistemas de medición, y existencia de alcantarillas. El mejor método para determinar el valor de la dotación, es el estudio de demanda. En ausencia de éste, el método más adecuado es aquel que considere la mayor cantidad de los factores anteriormente mencionados. Desde este punto de vista, se considera el método de los factores, propuesto por el Ing. Galvez Sobral, como el más adecuado para la determinación de la dotación.

- i. El factor de hora máxima, depende del tamaño de la población. Es el número de veces en que se aumenta el caudal medio, para determinada hora. Mientras más pequeña es una población, más grande será el incremento del caudal consumido en las horas pico respecto del caudal medio diario. Así entonces, el factor de hora máxima es más grande para poblaciones pequeñas, que para poblaciones grandes. Para la comunidad de San Lucas Tolimán se utilizó un factor de hora máxima = 3.00.
- j. Hidráulicamente, el sistema de redes (o emparrillado), presenta la ventaja de suministrar agua a cualquier punto desde más de una dirección; además de eliminar los extremos muertos. El sistema de redes, hidráulicamente opera de mejor manera, que el sistema por ramales.
- k. En el diseño de redes de distribución, el método de Cross es adecuado para la determinación de las condiciones hidráulicas inicialmente propuestas por el diseñador. Está constituido por operaciones simples, y el proceso general es de fácil ejecución.
- l. Cuando la diferencia entre los puntos más bajos y más altos de una población, es mayor de 50.00 m., el proceso correcto es dividir el sistema de distribución por niveles. Así, habrá un servicio para los puntos de cotas altas, y otro servicio para los puntos de cotas bajas. De ser necesario, se diseñará un sistema intermedio (en San Lucas Tolimán, únicamente existirán dos redes). Los servicios pueden estar interconectados o no. Al proponerse la interconexión entre los servicios, se debe realizar el estudio hidráulico de todos los sistemas como unidad.
- m. La práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, es favorable para el desarrollo de las capacidades técnicas,

XII

culturales y de interacción del futuro profesional de la ingeniería. Además, se benefician las comunidades del interior de la República.

XIII RECOMENDACIONES

- a. Para el agua distribuida actualmente, deben de realizarse todas las pruebas de laboratorio, ya que se cuenta únicamente con el examen bacteriológico, realizado por el Centro de Salud. Se recomienda que dichas pruebas, sean realizadas en el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria, del Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
- b. El agua, actualmente distribuida en San Lucas Tolimán, está contaminada; y en general, no cumple con las normas mínimas de aceptabilidad para ser considerada como potable. Se recomienda la instalación inmediata de un sistema de cloración. El sistema más económico, dadas las condiciones de la comunidad, es por medio de dosificador directo con difusor para tubería.
- c. Se recomienda el mantenimiento preventivo y correctivo, para los tanques de almacenamiento. Básicamente limpieza y desinfección periódicas.
- d. Realizar la evaluación técnica de las condiciones en que se encuentra la tubería existente en la actualidad, con la finalidad de determinar la posibilidad de su utilización en el nuevo sistema de distribución. Estas pruebas deberán realizarse también en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
- e. La potabilidad del agua suministrada por los nacimientos Mixcolabaj y Junay, no está garantizada a cabalidad tomando como base el único examen realizado de la misma, en donde no se indica el número más probable de gérmenes. Por lo tanto, se recomienda la realización de el análisis químico-sanitario; así como también el examen bacteriológico. Se sugiere, por razones económicas, y de credibilidad, que éstas sean realizadas en el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria, del Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
- f. Debe preservarse la ecología, en las zonas en donde están ubicados los manantiales. Básicamente, debe: 1) reforestarse, 2) velar por la permeabilidad del suelo, 3) evitar la polución .

XIV

- g. Crear el "Departamento de Aguas", o bien la "Empresa Municipal de Agua". Las actividades realizadas por ésta, serán de carácter administrativo y de mantenimiento. Debe evitarse que personas con mala intención, o sin ningún conocimiento realicen modificaciones o reparaciones que puedan alterar la correcta operación del sistema general.
- h. En el momento de realizar el contrato de compra de materiales de construcción para las redes, debe solicitarse a la empresa que suministra dichos materiales, el compromiso de capacitación de la mano de obra encargada de estos trabajos. El monto del contrato, justifica dicha solicitud.
- i. Durante el proceso de construcción es indispensable, la participación de profesionales de la ingeniería, que tendrán como responsabilidad las actividades de administración, supervisión y dirección. Muchas veces, las municipalidades prefieren no realizar esta contratación, y los resultados son nefastos. Si los trabajos son realizados sin la participación de ingenieros, no se garantiza la calidad, ni el funcionamiento óptimo del sistema.
- j. Actualmente, el uso que la comunidad de San Lucas Tolimán hace del agua, es inadecuado. Esto se debe, básicamente, a que no existe forma de regular la cantidad consumida. El uso indebido del agua, las reparaciones, y el mantenimiento en general del sistema domiciliario, son postergados irresponsablemente. Para evitar lo anterior, se recomienda la instalación inmediata de contadores o medidores. La actitud de las personas hacia el consumo del agua, se modifica en forma positiva si se sabe que la cantidad consumida requiere un pago proporcional.
- k. Debido a que la demanda actual, es más o menos el 60 % de la demanda total, existirá un excedente del 40 % del caudal suministrado por los nacimientos. Este excedente (12.83 l./s. en 1,995), rebalsará desde los tanques de almacenamiento. No se debe dejar que este caudal rebalse inmediatamente al pie de los tanques. Se debe conducir por medio de tuberías desde los tanques, hasta drenarlo finalmente en el lago de Atitlán.
- l. La solución al problema del agua potable, es únicamente un pequeño inciso incluido dentro de un concepto de mayor

XV

amplitud: La regulación urbana. Todas las soluciones brindadas a subsistemas pertenecientes a la regulación urbana (el agua, la energía eléctrica, la zonificación, las vías, etc.), deben ser consistentes, con los objetivos de ésta. Todos los esfuerzos realizados sin la visión de conjunto, serán aislados y débiles. Por lo tanto, se recomienda la elaboración de las normas de crecimiento urbano, es decir, un crecimiento planificado, a través de un esquema de regulación urbana.

- m. Se recomienda, a los estudiantes de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, la realización del Ejercicio Profesional Supervisado. El desarrollo de las comunidades en sus aspectos fundamentales, demanda la participación de los futuros profesionales. El E.P.S. brinda la posibilidad de realizar la confrontación teórico-práctica, y en el desarrollo de ésta, el epesista adquiere experiencia, y experimenta la satisfacción de servir a sus semejantes, mediante la realización de obras cuyo objetivo fundamental es la mejora en la calidad de vida, el bien común y la justicia social.

XVI
REFERENCIAS

- a. FAIR, Gordon Maskew. Et. al. Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, Vol. 1. Tr.: Ing. Salvador Ayanegui J. México: Editorial Limusa S. A. de C. V., Grupo Noriega Editores, 1,993. 269 pp.
- b. FAIR, Gordon Maskew. Et. al. Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, Vol. 2. Tr.: Ing. Salvador Ayanegui J. México: Editorial Limusa S. A. de C. V., Grupo Noriega Editores, 1,993. 547 pp.
- c. DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PUBLICAS. Normas de diseño de acueductos. Guatemala: s.p.i., 1,987. 51 pp.
- d. ARRIOLA PENAGOS, Julio César. Evaluación y mejoramiento del sistema de agua potable en la ciudad de Malacatán, San Marcos, (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,988. 140 pp.
- e. RAMIREZ REGALADO, Walter Arturo. Parámetros de diseño de abasto de agua de edificios públicos en la ciudad de Guatemala, (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,989. 144 pp.
- f. MERRITT, Frederick S. Enciclopedia de la construcción, arquitectura e ingeniería, Vol. 5. Tr.: Ing. José de la Cera. Barcelona, España: Grupo Editorial Océano, 1,990. 547 pp.
- g. BAZANT, Jan. Manual de criterios de diseño urbano. 4ta edición. México D.F., Editorial Trillas, 1,988. 375 pp.
- h. GALVEZ SOBRAL, Jorge. Consideraciones sobre la dotación de agua potable necesaria en poblaciones de la república de Guatemala, (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala, 1,951. 36 pp.

XVII

- i. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (A.C.I. 318-83) y comentarios. Tr.: Ermilo Molina. 2da. edición. México: Editorial Limusa S.A. de C.V., 1,990. 597 pp.

XVIII
BIBLIOGRAFÍA

- a. GILES, Ronald V. Mecánica de los fluidos e hidráulica.
Tr.: Jaime Moneva Moneva. 2da edición. Cali
(Colombia): Editorial Mc Graw Hill
Latinoamericana S.A.- Carvajal S.A., 1,990. 273
pp.
- b. KING, Horace W. Et. al. Hidráulica. Tr.: Agustín Contin
Sanz. 3era reimpresión. México: Editorial
Trillas, 1,988. 354 pp.
- c. LEPE Y LEPE, Hugo Adolfo. Estudio comparativo del método de
Cross para una red cerrada de tubería, (Tesis:
Facultad de Ingeniería, Universidad de San
Carlos). Guatemala, 1,992. 83 pp.
- d. PECK, Ralph B. Et. al. Ingeniería de cimentaciones.
Tr.: Jose Luis Lepe Saucedo. 5ta reimpresión.
México: Editorial Limusa S.A. de C.V., 1,991.
557 pp.
- e. STREETER, Victor L. Et. al. Mecánica de los fluidos.
Tr.: Andrés García et. al. 8ava edición (3era
en español). México D.F., Editorial Mc Graw
Hill/ Interamericana de México, S.A., 1,988.
594 pp.

XIX

ANEXO "A"

PLANOS CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE Y
TANQUES DE ALMACENAMIENTO



EPS '84 - INGENIERIA

USAC

SAN LUCAS TOULIMAR, SOLULA
de los Estados - porras jalisco.

SECCION RED DE DISTRIBUCION
DE AGUA POTABLE
SAN LUCAS TOULIMAR (sest).

CONTINENTE: MEXICO
ESTADO: OAXACA
MUNICIPIO: SAN LUCAS TOULIMAR

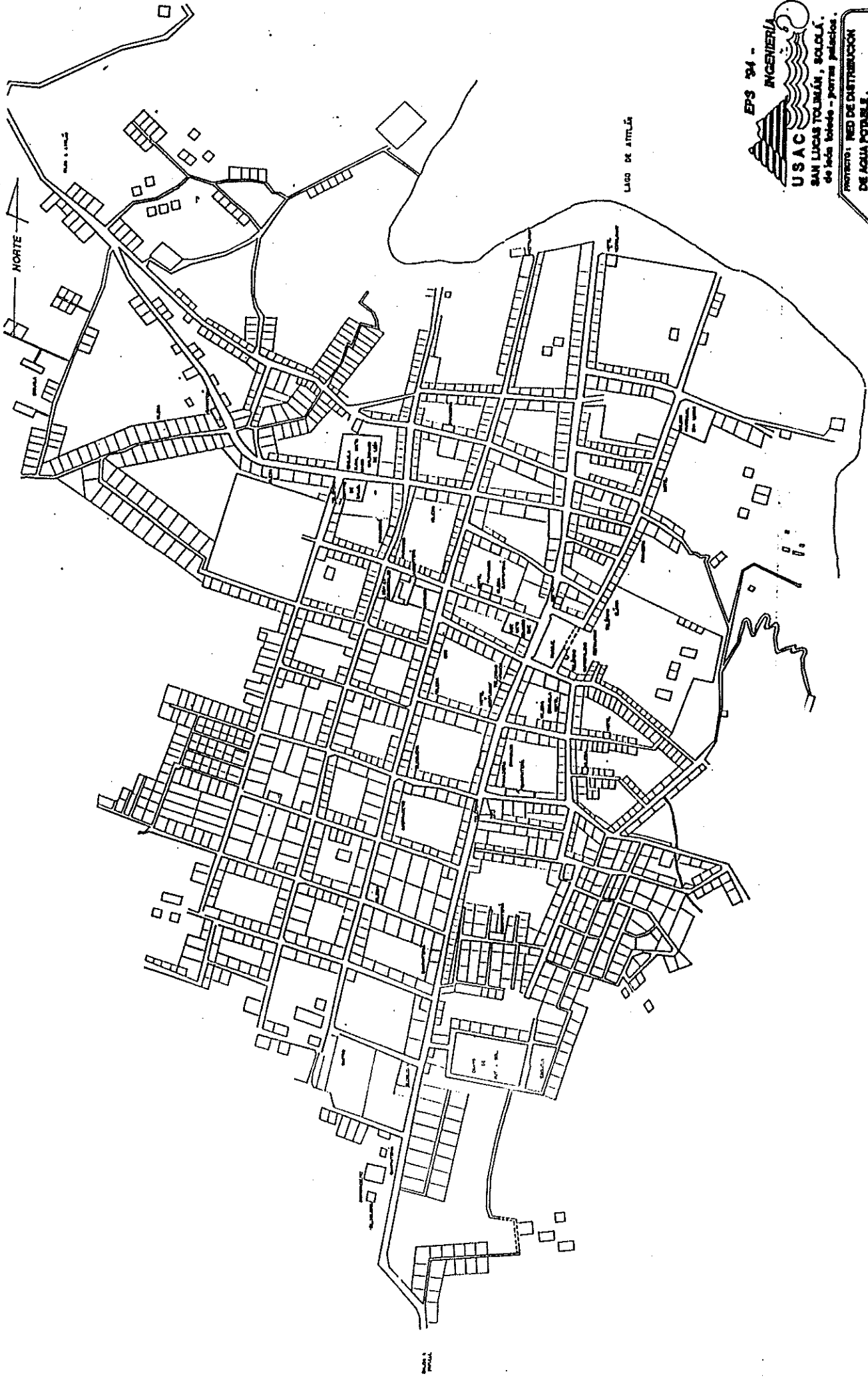
PLANO TOPOGRAFICO

ESCALA: 1:25,000

FECHA: 1984

PROYECTO: 1/84

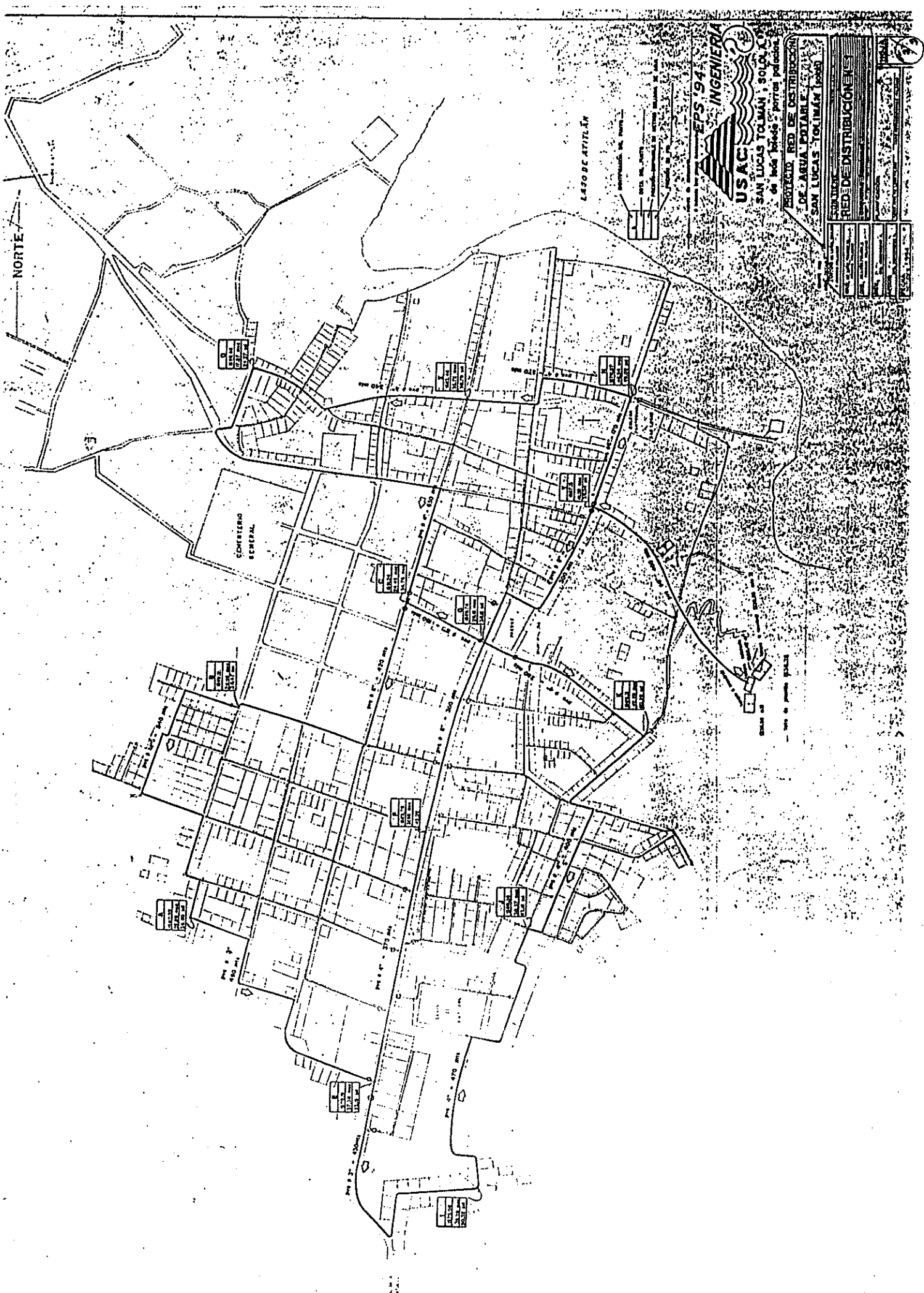
HOJA: 1/1



EPS '94 -
INGENIERIA
USAC
 SAN LUCAS TOLIMÁN, SOCLA.
 de todo trabajo - por sus patentes.

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SAN LUCAS TOLIMÁN.

AUTOR: USAC	
DISEÑADO: USAC	
ELABORADO: USAC	
FECHA: 1994	
Escala: 1:1000	
Hoja: 29	

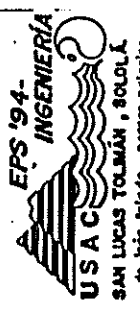


EPS '94
INGENIERIA
USAC
 SAN LUCAS TOLIMÁN, SOLO, X
 de todos los trabajos de ingeniería y construcción de infraestructura de agua potable y saneamiento.

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE SAN LUCAS TOLIMÁN (1996)

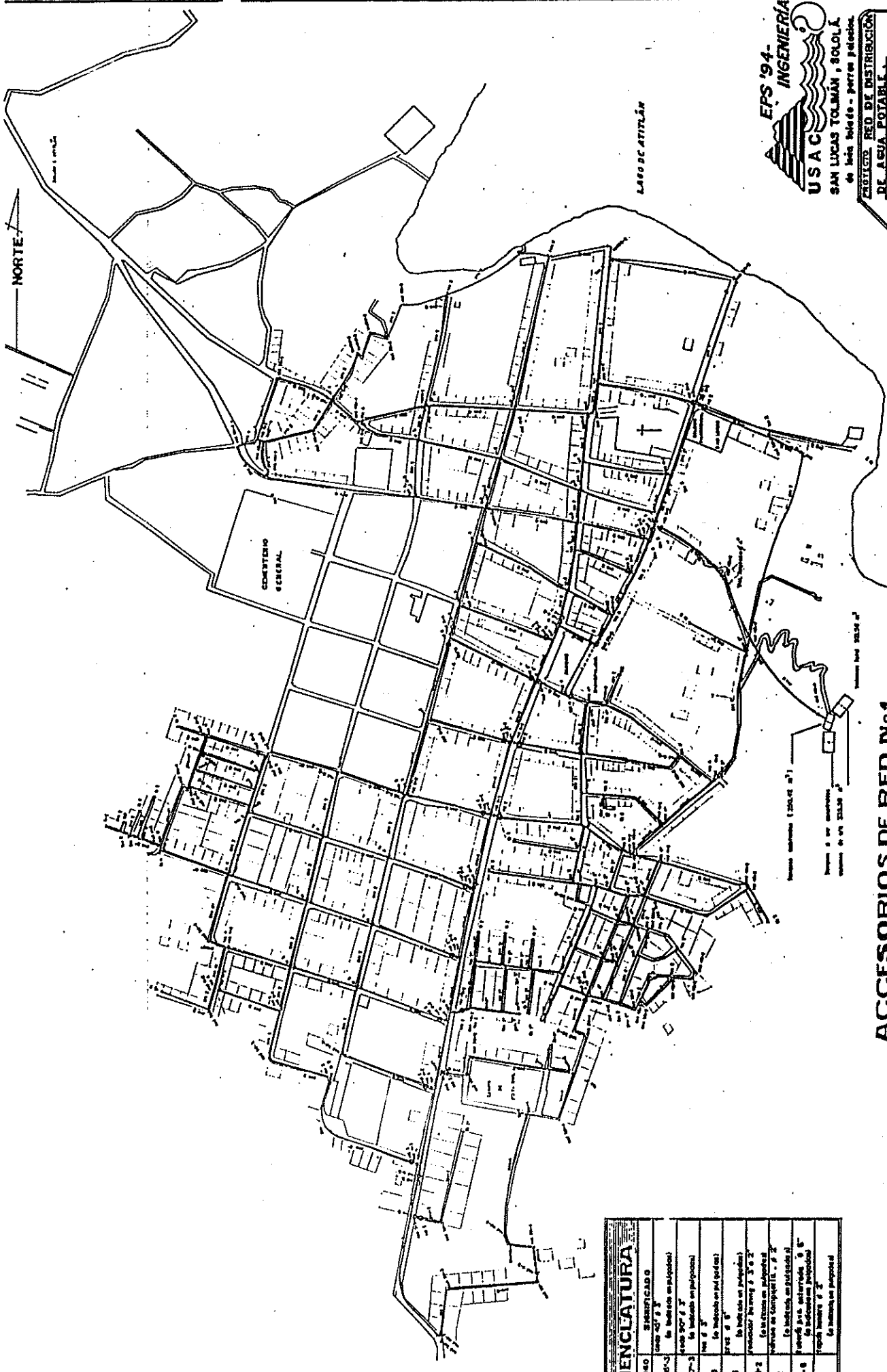
RED DE DISTRIBUCIÓN

SUBESTACION 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 1.10 1.11 1.12 1.13 1.14 1.15 1.16 1.17 1.18 1.19 1.20 1.21 1.22 1.23 1.24 1.25 1.26 1.27 1.28 1.29 1.30 1.31 1.32 1.33 1.34 1.35 1.36 1.37 1.38 1.39 1.40 1.41 1.42 1.43 1.44 1.45 1.46 1.47 1.48 1.49 1.50 1.51 1.52 1.53 1.54 1.55 1.56 1.57 1.58 1.59 1.60 1.61 1.62 1.63 1.64 1.65 1.66 1.67 1.68 1.69 1.70 1.71 1.72 1.73 1.74 1.75 1.76 1.77 1.78 1.79 1.80 1.81 1.82 1.83 1.84 1.85 1.86 1.87 1.88 1.89 1.90 1.91 1.92 1.93 1.94 1.95 1.96 1.97 1.98 1.99 1.100	VALVULA 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 1.7 1.8 1.9 1.10 1.11 1.12 1.13 1.14 1.15 1.16 1.17 1.18 1.19 1.20 1.21 1.22 1.23 1.24 1.25 1.26 1.27 1.28 1.29 1.30 1.31 1.32 1.33 1.34 1.35 1.36 1.37 1.38 1.39 1.40 1.41 1.42 1.43 1.44 1.45 1.46 1.47 1.48 1.49 1.50 1.51 1.52 1.53 1.54 1.55 1.56 1.57 1.58 1.59 1.60 1.61 1.62 1.63 1.64 1.65 1.66 1.67 1.68 1.69 1.70 1.71 1.72 1.73 1.74 1.75 1.76 1.77 1.78 1.79 1.80 1.81 1.82 1.83 1.84 1.85 1.86 1.87 1.88 1.89 1.90 1.91 1.92 1.93 1.94 1.95 1.96 1.97 1.98 1.99 1.100
---	---



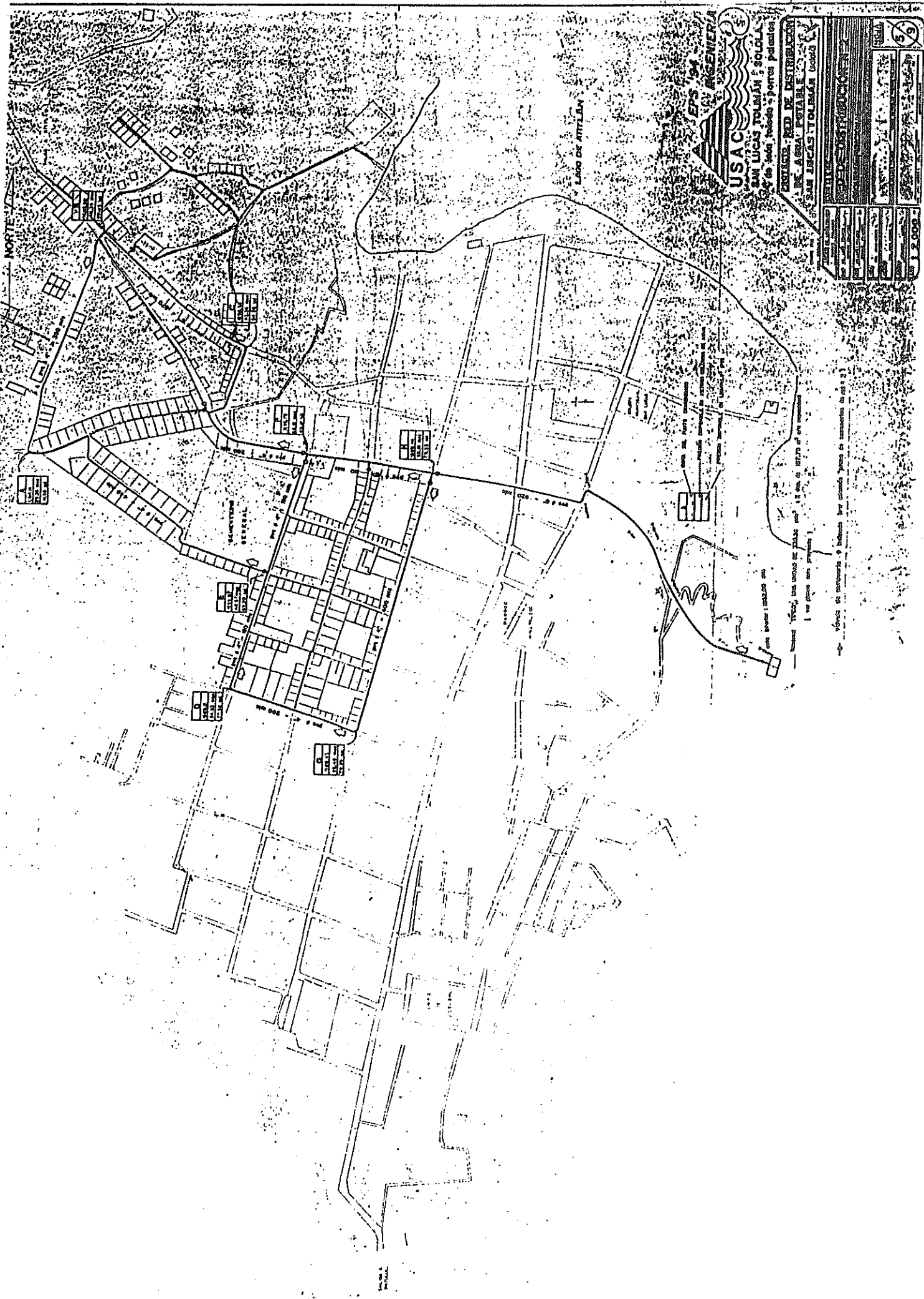
PROYECTO RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SAN LUCAS TOLMÁN, SOLOLA de los señores - porros patentes

ACCESORIOS DE RED N°1	
CONTEXTO	
PROYECTADO POR	
REVISADO POR	
ELABORADO POR	
FECHA	
ESCALA	



NOMENCLATURA	
ESTRUCO	SEÑALIZADO
→	canal de 4" (en las bocanillas en las bocanillas)
↘	canal de 3" (en las bocanillas en las bocanillas)
↙	canal de 2" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1 1/2" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	3/4" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	5/8" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	3/8" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/4" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/8" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/16" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/32" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/64" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/128" (en las bocanillas en las bocanillas)
+	1/256" (en las bocanillas en las bocanillas)

ACCESORIOS DE RED N°1



USAC S.A. INGENIERIA
 SAN LUCAS TOLIMÁN, S.O.L.O.L.A.
 RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE SAN LUCAS TOLIMÁN, S.O.L.O.L.A.

ESTADO: OAXACA

MUNICIPIO: SAN LUCAS TOLIMÁN

FECHA: 1964

ESCALA: 1:2,000

HOJA: 59

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en cualquier momento

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de máxima demanda

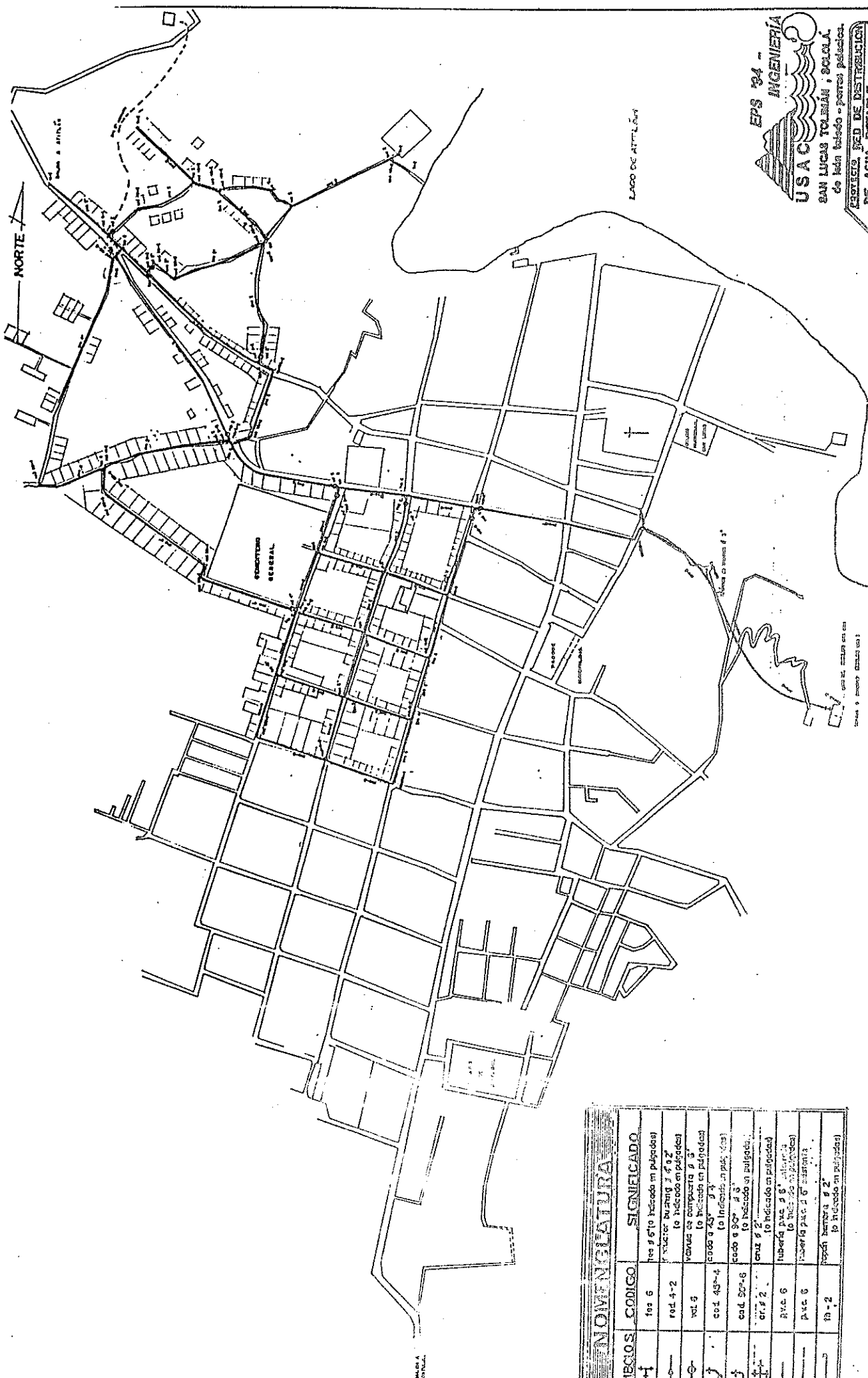
— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de mínima demanda

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de máxima demanda (con bomba)

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de mínima demanda (con bomba)

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de máxima demanda (con bomba y tanque)

— Línea de conducción o tubería por donde fluye el agua en momentos de mínima demanda (con bomba y tanque)

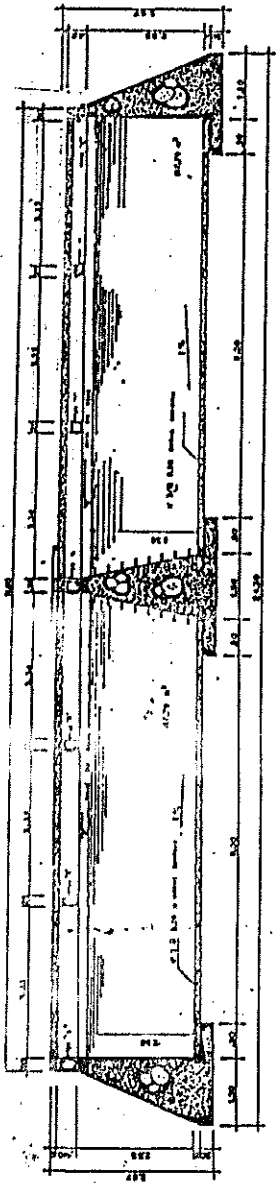


PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE. SAN LUCAS TOLIMA BOLIVIA. de San Lucado - por el delimitacion.

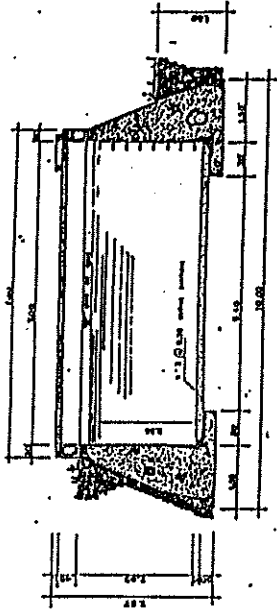
PROYECTO	RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACION	SAN LUCAS TOLIMA BOLIVIA
FECHA	1984
PROYECTADO POR	INGENIERIA USA C.
REVISADO POR	
APROBADO POR	
FECHA DE APROBACION	
ESTADO	PROYECTO
FECHA DE EMISION	
FECHA DE VIGENCIA	
FECHA DE CANCELACION	
FECHA DE EXPIRACION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE ACTUALIZACION	
FECHA DE CANCELACION	
FECHA DE EXPIRACION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE ACTUALIZACION	

ACCESORIOS DE RED No. 2

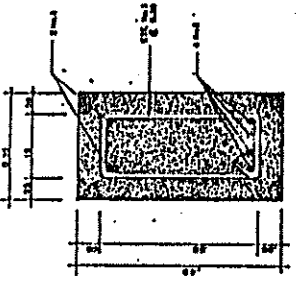
NOMENCLATURA		
SIMBOLOS	CODIGO	SIGNIFICADO
+	fos 6	fos 6/10 indicados en planimetría
⊙	rod. 4-2	rod. 4-2 (factor de fricción 7' 4" 2" to indicados en planimetría)
⊖	val. 5	val. 5 es compuesta 5' 3" to indicados en planimetría
⌒	cod. 45-4	cod. 45-4 3' 4" to indicados en planimetría
⌒	cod. 50-6	cod. 50-6 4' 5" to indicados en planimetría
⌒	cr. 2	cr. 2 to indicados en planimetría
⌒	ava. 6	ava. 6 (ava. 6' 8" altura) to indicados en planimetría
⌒	ava. 6	ava. 6 (ava. 6' 8" altura) to indicados en planimetría
⌒	19-2	19-2 to indicados en planimetría



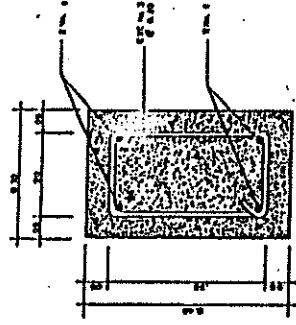
CORTE A-A ESC-150



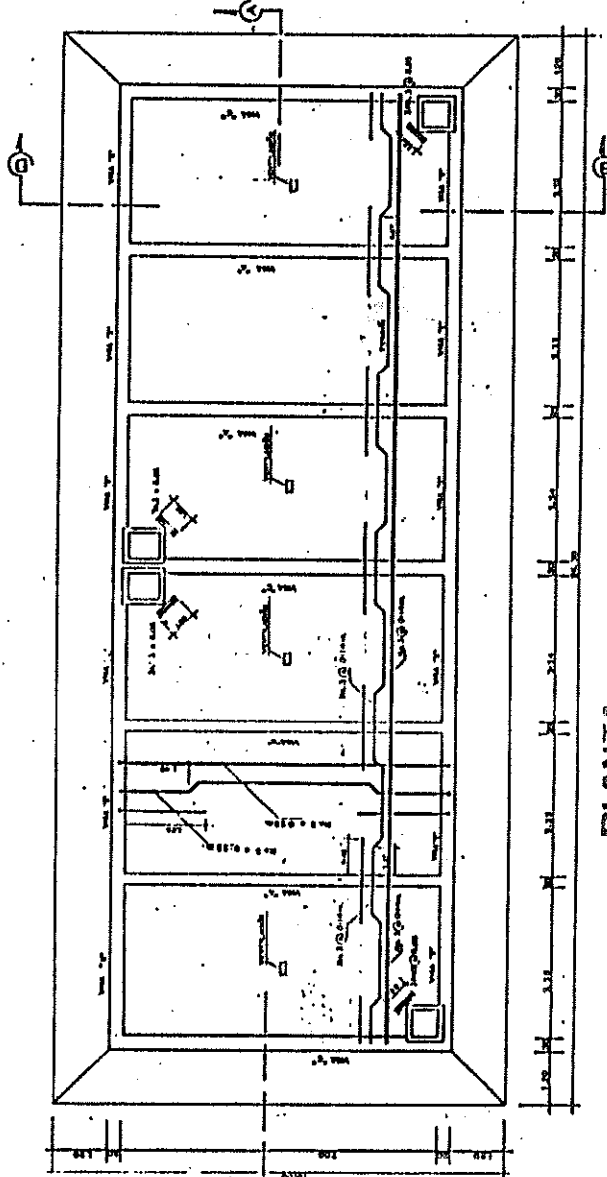
CORTE B-B ESC-150



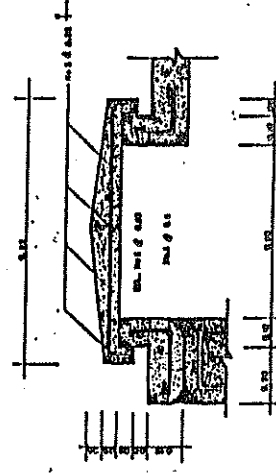
SECCIÓN ESC-15 VIGA 2'



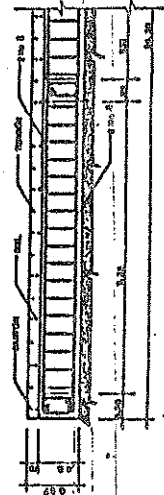
SECCIÓN ESC-15 VIGA 3' x 4'



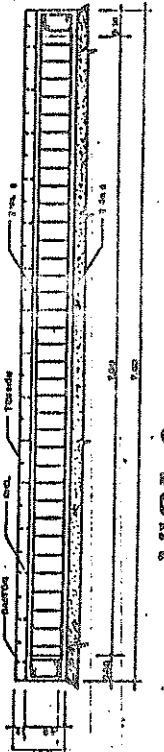
PLANTA ESC-150



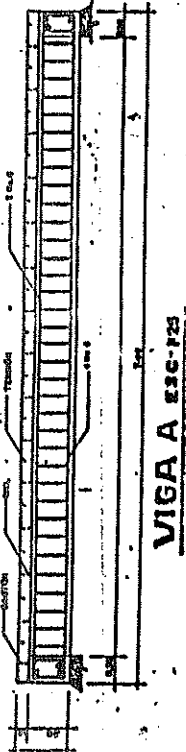
DETALLE DE TAPADERA ESC-F75



VIGA B ESC-F25



VIGA C ESC-F25



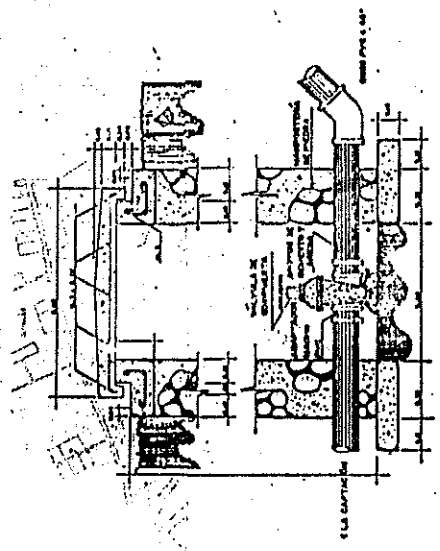
VIGA A ESC-F25

EPS '94-
INGENIERIA

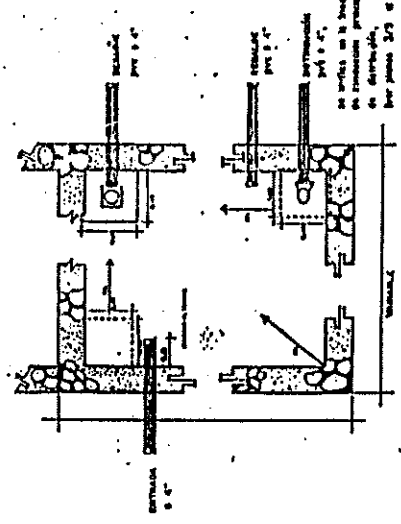
USAC
SAN LUCAS TOLUBÁN, SOCLULA
en los estados - Perros pelados.

AGENCIA FED DE DISTRIBUCION
DE AGUA POTABLE
SAN LUCAS TOLUBÁN (colocó)
COMITÉ
SAN LUCAS TOLUBÁN (colocó)

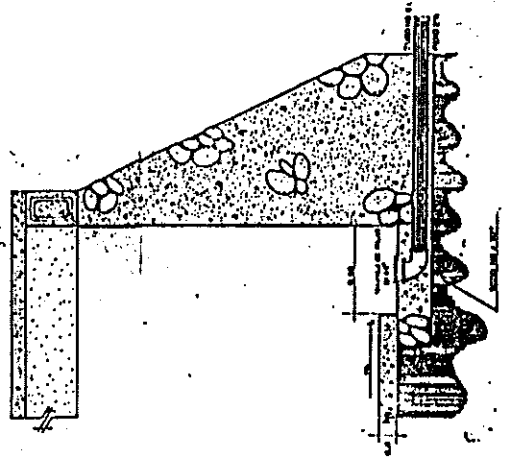
1984



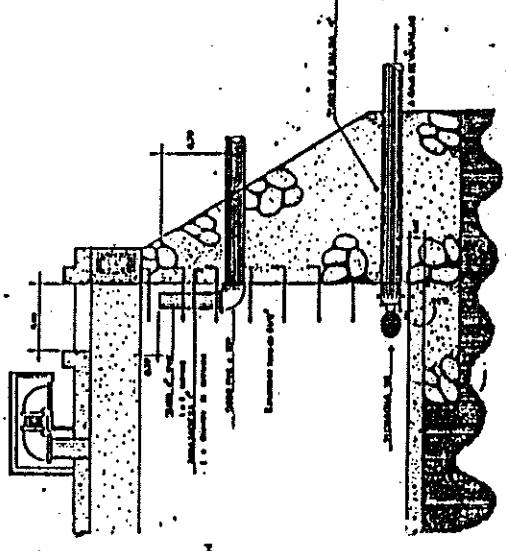
CAJA DE VÁLVULAS



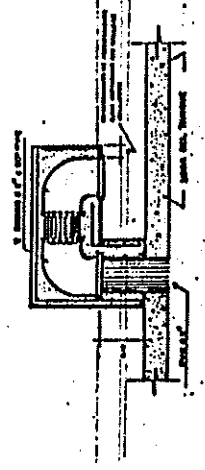
PLANTA TÍPICA



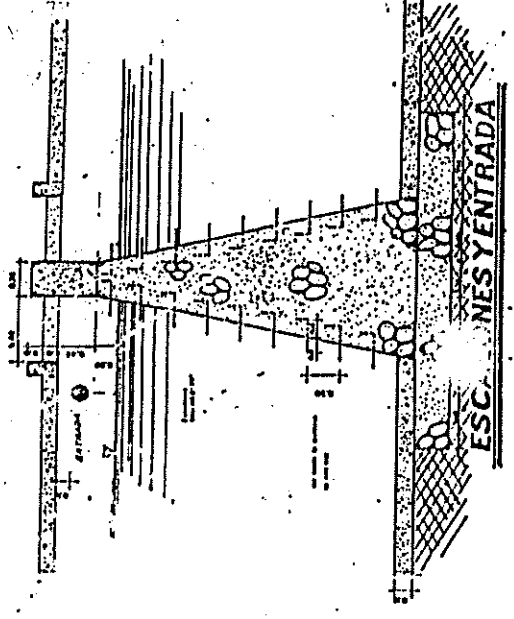
DESAGÜE



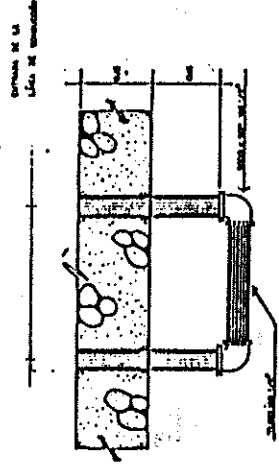
DISTRIBUCIÓN Y REBALSE



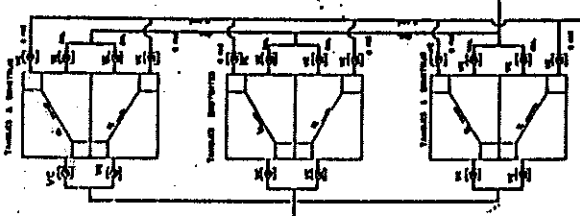
DETALLE DE VENTILACIÓN



ESC. NES Y ENTRADA



DETALLE DE ESCALONES



ESQUEMA DE VÁLVALAS Y DETALLE DE ALMACENAMIENTO

EPS-94- INGENIERIA
USAC
SAN LUCAS TOLMÁN SOLOLA
 de todos trabajos - partes puestas.

EXEQUIR RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE SAN LUCAS TOLMÁN SOLOLA

La presente obra fue autorizada por el Sr. Presidente de la República, Sr. Carlos Arana Costumatz, el 15 de Julio de 1964, en virtud de la Ley No. 10.000, de 1964.

PROYECTO	CONTRATISTA
FECHA	ESTADO
VALOR	CIUDAD
TIPO DE OBRA	PAIS
FECHA DE INICIO	FECHA DE TERMINACION
FECHA DE CANCELACION	FECHA DE REVISION
FECHA DE EMISION	FECHA DE APROBACION
FECHA DE CANCELACION	FECHA DE REVISION
FECHA DE EMISION	FECHA DE APROBACION

XXIX

ANEXO "B"

NORMAS COGUANOR PARA AGUA POTABLE

XXX
ANEXO "B"
NORMAS COGUANOR

1. Definiciones.

a. Agua potable: es aquella que por sus características de calidad especificadas en estas normas, es adecuada para el consumo humano.

b. Límite máximo aceptable (LMA): es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba de la cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores, desde un punto de vista sensorial pero sin que indique un daño a la salud del consumidor.

c. Límite máximo permisible (LMP): es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba de la cual el agua no es adecuada al consumo humano.

2. Grupo coliforme.

a. Grupo coliforme total: comprende todas las bacterias en forma de bacilos, aeróbios y anaeróbios facultativos, Gram negativo, no esporulados, que fermentan la lactosa con producción de ácido y de gas a $35^{\circ}\text{C} + 0.5^{\circ}\text{C}$ en menos de 48 horas, características cuando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación.

b. Grupo coliforme fecal: se define como los bacilos, Gram Negativo, no esporulados que fermentan la lactosa con producción de ácido y gas a $44^{\circ}\text{C} + 0.1^{\circ}\text{C}$ en menos de 24 horas, características cuando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación. Todas las bacterias que originan colonias oscuras (verde, dorado, con brillo metálico o colonias rosadas con un punto oscuro en el centro de la colonia), en un período de 24 horas a 35°C , características cuando se investiga por el método de membranas de filtración.

c. Recuento total de bacterias: es el cómputo del número total de colonias desarrolladas (en la suposición que una bacteria da origen a una colonia), en agar nutritivo encubado a 34°C y 20°C en un período de 24 ± 2 horas.

CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES FÍSICAS Y QUÍMICAS

El agua potable debe tener las siguientes características de calidad.

a. Características físicas.

CUADRO 1

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, LÍMITE MÁXIMO ACEPTABLE (LMA) Y LÍMITE MÁXIMO ACEPTABLE (LMP) QUE DEBE TENER EL AGUA.

CARACTERÍSTICAS	LMA	LMP
Color	5.0 u.	50.0 u.
Olor	No rechazable	No rechazable
Ph	7.0 - 8.5	6.5 - 9.2
Residuos totales	500.0 mg/l	1,500.0 mg/l
Temperatura	18.0 - 30.0°C	No > de 34°C
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5.0 Utn o Utj	25.0 Utn o Utj

b. Agua clorada: la cloración de los abastecimientos públicos de agua representa el proceso más importante usado en la obtención de agua de calidad sanitaria adecuada, "POTABLE". La desinfección por cloro y sus derivados significa una disminución de bacterias y virus hasta una concentración innócuas, por lo que en el cuadro siguiente se hace referencia de los límites adecuados de concentración de cloro libre residual, que es aquella porción de cloro residual total que sea "LIBRE" y que sirve como medida de la capacidad para oxidar la materia orgánica.

SUBSTANCIA	L.M.A	L.M.P
Cloro residual	0.3 - 0.5 mg/l.	0.6 - 1.0 mg/l

OBSERVACIONES:

a. Los límites máximos aceptables, seguros y deseables de cloro residual libre, en los puntos más alejados del sistema de distribución es de 0.3 - 0.5 mg/l., después de 30 minutos de contacto, con el propósito principal de reducir en un 99.99 por ciento la concentración de virus entéricos.

b. En aquellas ocasiones en que amenacen o prevalezcan brotes

XXXIV

- 1.7.1 Dos muestras consecutivas.
- 1.7.2 En más de una muestra mensual, cuando se examinan mensualmente menos de 20 muestras.
- 1.7.3 Más de cinco por ciento de las muestras normales, cuando se examinan mensualmente mas de 20 muestras.
- 1.8 Cuando en una muestra normal aislada se presentan organismos coliformes en tres o más de las porciones de 10 cm³, por el método de los tubos múltiples de fermentación o las colonias coliformes exceden de los valores mencionados en la técnica de las membranas de filtración, se deben de tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y se deben de examinar hasta que los resultados que se obtengan, cuando menos en dos muestras consecutivas, demuestren que el agua es de una calidad satisfactoria.
- 1.9 Un número mayor de 500 micro-organismos/3cm³ en el recuento total de bacterias, señala el límite en el cual deben tomarse medidas correctivas e indicar la necesidad de una inspección sanitaria completa del sistema de abastecimiento para determinar cualquier sospecha de contaminación. El recuento total de bacterias debe tenerse únicamente en cuenta cuando la investigación del grupo coliforme no sea lo suficientemente confiable en la calidad del agua de determinados suministros de distribución. Esta especificación implica que debe realizarse el recuento en dos porciones de 1 cm³ y dos porciones de 0.1 cm³ en cajas de petri por muestra examinada.
- 1.10 Frecuencia del muestreo para certificar la calidad bacteriológica del agua potable.

Se establece el número de muestras en relación a la población servida con base en lo siguiente:

POBLACIÓN SERVIDA	NÚMERO MÍNIMO DE MUESTRAS POR MES
2,500 o menos	1
10,000	7
25,000	25
100,000	100
1,000,000	300
2,000,000	390
5,000,000	500

ANEXO "C"

LIBRETAS DE CAMPO

(ALTIMETRÍA Y PLANIMETRÍA)

ALTIMETRÍA

IDENTIFICACIÓN: Polígono No. 1 ; FINAL

ESTACIÓN	P.O.	V.A. (+)	P.V. (-)	COTA
1	B.N.	0.311		1591.894
	1 - 1		1.174	1591.031
2	1 - 1	1.902		
	1 - 2		2.133	1590.800
3	1 - 2	0.915		
	1 - 3		2.258	1589.457
4	1 - 3	0.328		
	1 - 4		1.908	1587.877
5	1 - 4	0.948		
	1 - 5		2.175	1586.650
6	1 - 5	0.248		
	1 - 6		3.190	1583.708
7	1 - 6	2.440		
	1 - 7		1.184	1584.964
8	1 - 7	2.620		
	1 - 8		0.846	1586.738
9	1 - 8	2.010		
	1 - 9		1.298	1587.450
10	1 - 9	1.830		
	1 - 10		0.875	1588.405
11	1 - 10	2.435		
	1 - 11		1.085	1589.755
12	1 - 11	1.726		
	1 - 12		0.766	1590.715
13	1 - 12	1.736		
	B.N.		0.545	1591.906

ERROR TOTAL : 0.012 m = 1.200 cm.
 ERROR PERMISIBLE = 7.5 * SGR 0.600 = 5.809 cm

Conclusión: el error total es menor que
 el error permisible. La nivelación está cerrada
 correctamente, según la tolerancia.

XXXVII
PLANIMETRÍA
POLÍGONO (NO. 01)

Est.	P.O.	Azimut	Distancia	Observaciones
1.01	1.02	108°55'55"	31.96 m.	Pensión Central
1.02	1.03	181°03'10"	36.86 m.	Tienda Princesita
1.03	1.04	164°35'40"	34.84 m.	- - - - -
1.04	1.05	169°56'40"	44.92 m.	- - - - -
1.05	1.06	159°41'05"	37.64 m.	Habitat
1.06	1.07	251°22'55"	40.19 m.	Molino Nixtamal
1.07	1.08	263°04'20"	81.96 m.	- - - - -
1.08	1.10	0°43'45"	101.90 m.	Katori
1.10	1.11	9°21'25"	90.90 m.	Farmacia S. Lucas
1.11	1.01	100°52'45"	44.00 m.	Farmacia Nueva
1.01	1.02	108°54'40"	- - - - -	Pensión Central

Error angular de cierre en el campo (Eacampo).

Eacampo = Azimut de salida - Azimut de llegada.

Eacampo = 108.55'55" - 108.54'40"

Eacampo = 0.01'15"

Error angular máximo admisible (Eamax).

Eamax = $a/2 * \text{SQR}(N)$

Eamax = $1' / 2 * \text{SQR}(10)$

Eamax = 0.01'34"

El error angular de cierre en el campo es menor que el error angular máximo admisible, por lo tanto el polígono está dentro de la tolerancia.

Al calcular el error permitido para el cierre en distancias los resultados son los siguientes:

Diferencia en X (Dx) = - 0.4431 m.

Diferencia en Y (Dy) = + 0.2211 m.

XXXVIII

Error total (Et) = 0.4952 m.

Error unitario (Eu) = 0.0009 m.

También el error en distancia es menor que el permisible, por lo tanto las medidas y los ángulos del polígono son correctos.